

——— Traité de Génie Civil ———

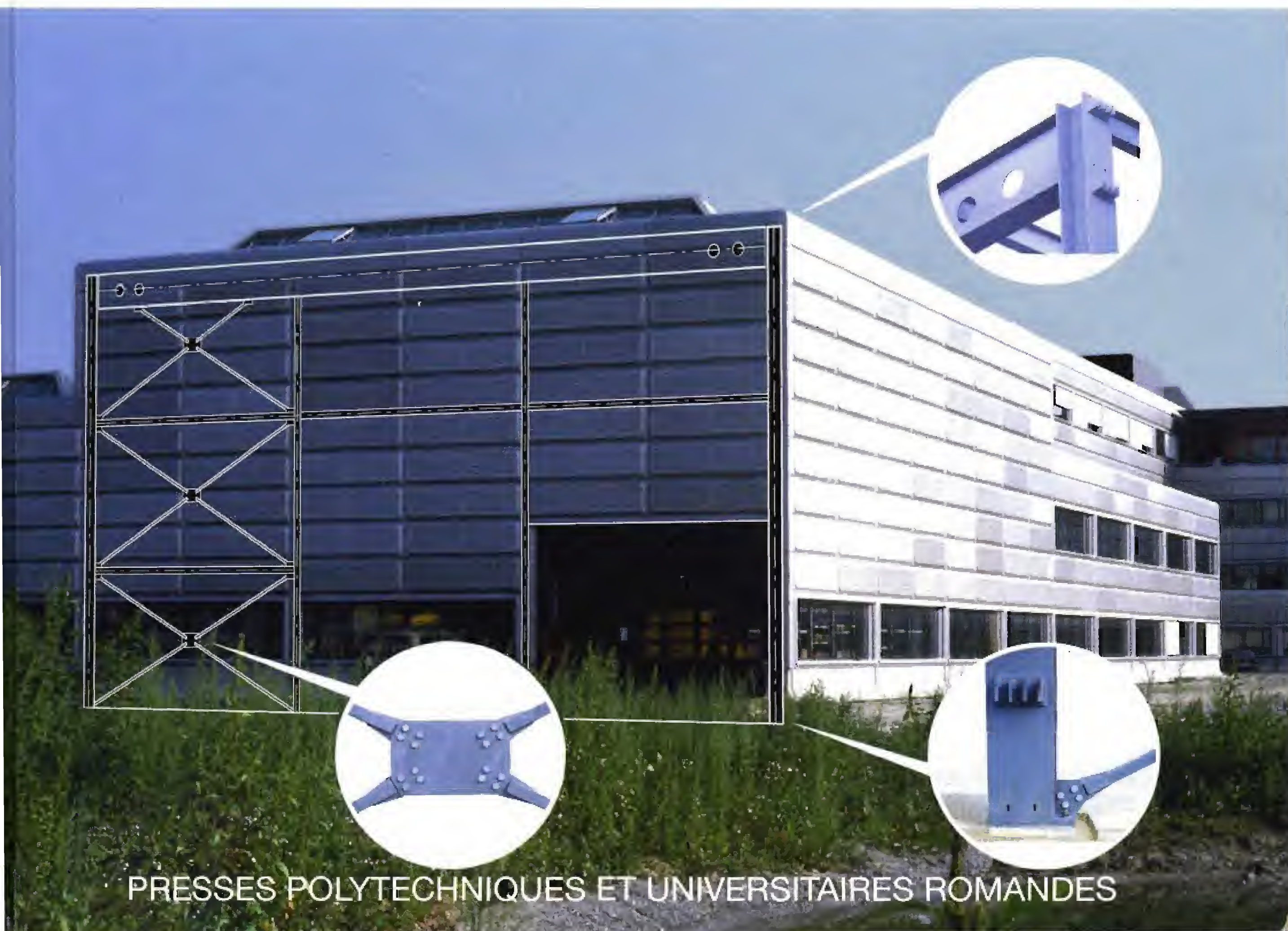
de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne

Volume 11

CHARPENTES MÉTALLIQUES

Conception et dimensionnement des halles et bâtiments

Manfred A. Hirt et Michel Crisinel



PRESSES POLYTECHNIQUES ET UNIVERSITAIRES ROMANDES

——— Traité de Génie Civil ———

de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne

publié sous la direction de René Walther et Manfred A. Hirt

Volume 11

CHARPENTES MÉTALLIQUES

Conception et dimensionnement des halles et bâtiments

Manfred A. Hirt et Michel Crisinel

Dessins de Claudio Leonardi



PRESSES POLYTECHNIQUES ET UNIVERSITAIRES ROMANDES

Traité de Génie Civil

de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne

Cet ouvrage fait partie d'une série d'une vingtaine de volumes qui sont publiés sous la direction de René Walther et Manfred Hirt, professeurs à l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, dont la liste suivante, non exhaustive, présente le plan général de publication (voir l'état des parutions sur notre site web <http://www.ppur.org>).

1. ANALYSE DES STRUCTURES ET MILIEUX CONTINUS
Statique appliquée
 2. ANALYSE DES STRUCTURES ET MILIEUX CONTINUS
Mécanique des structures
 3. ANALYSE DES STRUCTURES ET MILIEUX CONTINUS
Mécanique des solides
 4. ANALYSE DES STRUCTURES ET MILIEUX CONTINUS
Structures en barres et poutres
 5. ANALYSE DES STRUCTURES ET MILIEUX CONTINUS
Structures tridimensionnelles à parois minces
 6. ANALYSE DES STRUCTURES ET MILIEUX CONTINUS
Méthode des éléments finis
 7. DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EN BÉTON
Bases et technologie
 8. DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EN BÉTON
Aptitude au service et éléments de structures
 9. PONTS EN BÉTON
Généralités, conception et dimensionnement
 10. CONSTRUCTION MÉTALLIQUE
Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement
 11. CHARPENTES MÉTALLIQUES
Conception et dimensionnement des halles et bâtiments
 12. PONTS EN ACIER
Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton
 13. CONSTRUCTION EN BOIS
Matériau, technologie et dimensionnement
 14. VOIES DE CIRCULATION
Routes et chemins de fer, conception et construction
 15. CONSTRUCTIONS HYDRAULIQUES
Ecoulements stationnaires
 16. HYDRAULIQUE FLUVIALE
Ecoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple
 17. BARRAGES
Conception, construction, contrôle
 18. MÉCANIQUE DES SOLS ET DES ROCHES
 19. FOUILLES ET FONDATIONS
 20. OUVRAGES ET TRAVAUX SOUTERRAINS
 21. SYSTÈMES ÉNERGÉTIQUES
Offre et demande d'énergie: méthodes d'analyse
 22. AMÉNAGEMENTS ÉNERGÉTIQUES
 23. ÉTUDES D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT
 24. MATÉRIAUX
Constitution et lois de comportements rhéologiques
- Compléments au Traité de Génie Civil
- LE GEL et son action sur les sols et les fondations
 - CONSTRUIRE EN BÉTON Synthèse pour architectes
 - CONSTRUCTION MÉTALLIQUE
 - Exemples numériques adaptés aux Eurocodes

Le Traité de Génie Civil est une publication des Presses polytechniques et universitaires romandes, fondation scientifique dont le but est principalement la diffusion des travaux de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne. Le catalogue de ces publications peut être obtenu aux **Presses polytechniques et universitaires romandes, CH-1015 Lausanne**

Première édition
ISBN 2-88074-359-1

© 2001, Presses polytechniques et universitaires romandes, CH-1015 Lausanne
Tous droits réservés. Reproduction, même partielle, interdite.
Imprimé en Suisse par Stämpfli AG, Bern

Avant-propos

Ce volume du Traité de Génie Civil est le deuxième ouvrage de la série consacrée au domaine de la construction métallique. Basé sur les «polycopiés» de l'ICOM et sur les cours donnés à l'EPFL, il traite de la conception et du dimensionnement des halles et bâtiments, en utilisant les notions fondamentales et les méthodes de dimensionnement développées dans le volume 10. Il précède le volume 12 qui sera dédié aux ponts métalliques et mixtes acier-béton. L'ensemble de ces volumes s'adresse aussi bien aux étudiants en tant que support de cours qu'aux ingénieurs désireux d'avoir un aperçu aussi complet que possible de la conception et du dimensionnement des structures métalliques en général, et plus particulièrement des halles, des bâtiments et des ponts.

L'ouvrage est divisé en deux parties, l'une consacrée à la *conception* des charpentes métalliques, l'autre à leur *dimensionnement*. Dans la partie CONCEPTION (chap. 1 à 5), les différents critères de conception sont énoncés et les systèmes porteurs de halles et de bâtiments sont décrits sans avoir recours à des calculs. Les aspects du montage, de la sécurité incendie et de la protection contre la corrosion sont également pris en compte. Cette première partie, destinée avant tout aux concepteurs, aux constructeurs et aux architectes, devrait donc faciliter la conception d'une charpente métallique de bâtiment sans qu'il soit nécessaire d'aborder le calcul proprement dit. Elle s'inscrit tout à fait dans l'esprit du nouveau plan d'étude de la section Génie civil de l'EPFL (1999) qui comporte un enseignement commun aux structures en béton armé et en acier intitulé «Conception des bâtiments et halles». Cette matière est également enseignée aux étudiants de la section Architecture de l'EPFL.

La deuxième partie (chap. 6 à 15) est consacrée au DIMENSIONNEMENT des éléments de construction, des parties de structures ou des structures entières et de leurs assemblages, tels qu'ils ont été conçus à l'aide de la première partie. Ce dimensionnement consiste à choisir les dimensions des éléments de construction et à les vérifier par des méthodes de calcul basées sur les principes actuels de sécurité et d'aptitude au service énoncés dans les normes suisses SIA ou européennes ENV (les Eurocodes). De nouveaux types d'éléments de structures propres aux bâtiments et halles ont été introduits dans cette partie de façon à refléter les progrès de la construction métallique. Il s'agit en particulier des éléments en tôle d'acier mince formée à froid dont le développement et les méthodes de calcul ont fortement évolué ces dernières années (tôle profilée de façade et de couverture, pannes légères, dalles mixtes à tôle profilée, panneaux sandwiches, contreventement en tôle profilée, etc.). De nombreuses sections de cet ouvrage sont également consacrées aux éléments mixtes acier-béton dont on ne pourrait plus se passer dans la construction moderne. Enfin, des exemples numériques en fin de chaque chapitre complètent la matière traitée, afin d'illustrer au mieux leur application pratique. La matière de cette deuxième partie est dispensée aux étudiants de la section Génie civil de l'EPFL, dans le cadre des cours «Conception et dimensionnement des éléments de structures» et «Structures métalliques».

Ce volume est le fruit d'un important travail collectif effectué par un grand nombre de personnes, membres ou non de l'ICOM-Construction métallique. Les auteurs tiennent à remercier chaleureusement l'ensemble de ces personnes pour leur précieuse assistance lors de la préparation de ce volume. Leur reconnaissance va en particulier à M. René Maquoi, professeur à l'Université de Liège, professeur invité à l'ICOM en 1995, pour son aide précieuse à la rédaction des chapitres 11 à 13. Les auteurs remercient également M. Christian Nawratil et M^{me} Senta Sturm, ainsi que M. Gérard Pilet, chargé de cours, pour la relecture d'une version préliminaire de l'ensemble du volume. La gratitude des auteurs s'adresse encore à MM. Nicola Dassetto, Christian Monney, Pascal Guignard, Philippe Voide et M^{lle} Marlène Ruffieux pour la mise au point des exemples numériques.

La conception et le dimensionnement des charpentes métalliques ne peuvent être enseignés sans une présentation graphique claire et une mise en page attractive. Les auteurs tiennent ainsi à exprimer leurs remerciements et félicitations à M. Claudio Leonardi, assisté de MM. Christian Müller, Fabrice Consenti et Frédéric Nydegger, pour le grand soin apporté à l'exécution graphique des figures illustrant cet ouvrage. Ils remercient chaleureusement M^{mes} Marianne Cachin, Esther von Arx, Sandra Ferreira et Anne-Laure Schwerzmann pour la saisie et le traitement informatique du texte ainsi que MM. Olivier Babel et Christophe Borlat, des Presses polytechniques et universitaires romandes (PPUR), pour la relecture finale des textes, leur patience et leur soutien.

Lausanne, juillet 2000

Manfred A. Hirt et Michel Crisinel

Membres de l'ICOM ayant contribué à l'élaboration de ce volume

MM. Andrea Bassetti, Rolf Bez, Alexandre Blanc, Nicola Dassetto, Alexandre Destraz, Jean-Marc Ducret, M^{mes} Isabelle Duflon, Sandra Ferreira, MM. Pascal Guignard, Markus Kattner, Thomas Lang, Jean-Paul Lebet, Claudio Leonardi, Christian Monney, Christian Müller, Alain Nussbaumer, Jean-François Ricci, M^{mes} Marlène Ruffieux, Anne-Laure Schwerzmann, Senta Sturm, MM. Peter Tanner, Philippe Voide, M^{me} Esther von Arx.

Personne extérieure à l'ICOM ayant contribué à l'élaboration de ce volume

Prof. René Maquoi, Liège.

Personnes extérieures à l'ICOM ayant relu une version préliminaire d'une partie de ce volume

Prof. Mario Fontana, MM. Herbert Gürtler, David Linford, Christian Nawratil, Gérald Pilet, Léopold Sokol.

Personnes extérieures à l'ICOM ayant exécuté des figures de ce volume

MM. Fabrice Consenti, Frédéric Nydegger.

Post Scriptum

L'ICOM remercie M. Michel Mingard, directeur de Zwahlen & Mayr SA à Aigle, d'avoir permis à M. Michel Crisinel d'effectuer, dans leurs bureaux, une «retraite» pour la préparation de la première version de travail de cet ouvrage.

Table des matières

AVANT-PROPOS	V
TABLE DES MATIÈRES	VII
1. Introduction	1
1.1 Objectifs de l'ouvrage	3
1.2 Structure et contenu	3
1.3 Documents de référence	4
1.3.1 Normes et recommandations	4
1.3.2 Autres références	5
1.4 Conventions	7
1.4.1 Terminologie et typographie	7
1.4.2 Axes	7
1.4.3 Notations et signes	8
1.4.4 Unités	8
1.5 Bref historique des charpentes métalliques	9
1.5.1 XVIII ^e et XIX ^e siècles	9
1.5.2 Première moitié du XX ^e siècle	13
1.5.3 Deuxième moitié du XX ^e siècle	15
2. Bases de la conception	23
2.1 Introduction	25
2.2 Propriétés du matériau acier et de ses produits	25
2.2.1 Caractéristiques mécaniques	25
2.2.2 Résistance aux températures élevées	26
2.2.3 Résistance à la corrosion	26
2.2.4 Caractéristiques d'isolation thermique et phonique	28
2.2.5 Coût	28
2.3 Phases d'un projet d'ossature métallique	28
2.3.1 Etude du projet	28
2.3.2 Fabrication et montage	31
2.3.3 Utilisation future	31
2.4 Critères de conception	33
2.4.1 Nombre et position des points porteurs	33
2.4.2 Hauteur de plancher à disposition	34
2.4.3 Joints de dilatation	34
2.4.4 Système statique	35
2.4.5 Sections des profilés	36

Table des matières

AVANT-PROPOS	V
TABLE DES MATIÈRES	VII
1. Introduction	1
1.1 Objectifs de l'ouvrage	3
1.2 Structure et contenu	3
1.3 Documents de référence	4
1.3.1 Normes et recommandations	4
1.3.2 Autres références	5
1.4 Conventions	7
1.4.1 Terminologie et typographie	7
1.4.2 Axes	7
1.4.3 Notations et signes	8
1.4.4 Unités	8
1.5 Bref historique des charpentes métalliques	9
1.5.1 XVIII ^e et XIX ^e siècles	9
1.5.2 Première moitié du XX ^e siècle	13
1.5.3 Deuxième moitié du XX ^e siècle	15
2. Bases de la conception	23
2.1 Introduction	25
2.2 Propriétés du matériau acier et de ses produits	25
2.2.1 Caractéristiques mécaniques	25
2.2.2 Résistance aux températures élevées	26
2.2.3 Résistance à la corrosion	26
2.2.4 Caractéristiques d'isolation thermique et phonique	28
2.2.5 Coût	28
2.3 Phases d'un projet d'ossature métallique	28
2.3.1 Etude du projet	28
2.3.2 Fabrication et montage	31
2.3.3 Utilisation future	31
2.4 Critères de conception	33
2.4.1 Nombre et position des points porteurs	33
2.4.2 Hauteur de plancher à disposition	34
2.4.3 Joints de dilatation	34
2.4.4 Système statique	35
2.4.5 Sections des profilés	36

2.4.6	Assemblages	36
2.4.7	Stabilisation de l'ossature	37
2.4.8	Montage et transport	38
2.4.9	Éléments de second œuvre et circulations intérieures	39
2.5	Protection contre l'incendie	40
2.5.1	Objectifs et mesures de protection	40
2.5.2	Résistance au feu	41
2.5.3	Conception de la sécurité incendie	42
2.5.4	Conclusion	43
2.6	Protection contre la corrosion	44
2.6.1	Choix du système de protection	44
2.6.2	Protection par revêtements	44
2.6.3	Conception des détails	46
2.6.4	Conclusion	47
3.	Systèmes porteurs des halles	49
3.1	Introduction	51
3.2	Structures porteuses formées de plans	51
3.2.1	Types de structure	51
3.2.2	Cheminement des charges et décomposition de la structure	52
3.2.3	Cadres en profils à double té	55
3.2.4	Fermes à treillis	62
3.2.5	Autres types de traverse	62
3.2.6	Montants de cadre (ou poteaux)	64
3.3	Stabilisation des halles	66
3.3.1	Systèmes de contreventements	67
3.3.2	Transmission des efforts horizontaux	70
3.3.3	Limitation des déformations	70
3.3.4	Stabilité des éléments porteurs	74
3.3.5	Types d'élément de stabilisation	74
3.3.6	Contreventements situés dans les toitures non horizontales	79
3.4	Structures en shed	80
3.4.1	Sheds indépendants de la structure porteuse principale	82
3.4.2	Sheds intégrés à la structure porteuse	82
3.4.3	Stabilisation des halles en shed	84
3.5	Structures spatiales	87
3.5.1	Grilles de poutres	88
3.5.2	Treillis spatiaux	89
3.5.3	Surfaces courbes	92
3.5.4	Structures plissées	94
3.6	Structures particulières	95
3.6.1	Structures suspendues	95
3.6.2	Structures tendues	96
3.6.3	Structures à membrane	97

4.	Systèmes porteurs des bâtiments	101
4.1	Introduction	103
4.2	Systèmes porteurs usuels	103
4.2.1	Ossatures articulées	103
4.2.2	Ossatures à noyau central	105
4.2.3	Ossatures en cadres rigides	108
4.2.4	Structures en tubes	112
4.2.5	Disposition des éléments porteurs verticaux	113
4.2.6	Contreventements	115
4.3	Systèmes porteurs particuliers	118
4.3.1	Structure à treillis alternés	118
4.3.2	Bâtiments à portiques	119
4.3.3	Bâtiments-ponts	120
4.4	Planchers	121
4.4.1	Fonctions et composition	121
4.4.2	Systèmes de poutraison	122
4.4.3	Types de poutres	125
4.4.4	Types de dalles	128
4.5	Poteaux et suspentes	134
4.5.1	Types de poteaux	134
4.5.2	Types de suspentes	137
4.6	Assemblages	137
4.6.1	Assemblages solive-sommier	137
4.6.2	Assemblages poutre-poteau	140
4.6.3	Joints de poteau	141
4.6.4	Pieds de poteau	143
4.6.5	Assemblages entre éléments métalliques et murs en béton	143
5.	Eléments secondaires	149
5.1	Introduction	151
5.2	Enveloppe	152
5.2.1	Fonctions principales	152
5.2.2	Fonctions de la toiture	153
5.2.3	Fonctions de la façade	153
5.3	Toiture	154
5.3.1	Composition et types de toiture	154
5.3.2	Eléments protecteurs (étanchéité, isolation, pare-vapeur)	155
5.3.3	Eléments porteurs (les pannes)	157
5.3.4	Toitures plates	160
5.3.5	Toitures inclinées	162
5.3.6	Eclairage zénithal	164

5.4	Façades de halle	167
5.4.1	Composition	167
5.4.2	Ossature de façade	167
5.4.3	Bardage simple peau (sans ou avec isolation)	170
5.4.4	Bardage double peau	170
5.4.5	Panneau sandwich	171
5.5	Façades de bâtiment	172
5.5.1	Types de façade	172
5.5.2	Façades lourdes	173
5.5.3	Façades légères	177
5.6	Tolérances et déformations	180
5.6.1	Tolérances dimensionnelles	181
5.6.2	Déformations	182
6.	Principes de dimensionnement, charges et actions	185
6.1	Introduction	187
6.2	Principes de dimensionnement	187
6.2.1	Buts à atteindre	187
6.2.2	Aptitude au service	190
6.2.3	Sécurité structurale	191
6.3	Charges permanentes	193
6.3.1	Poids propre de la structure porteuse	193
6.3.2	Poids des éléments non porteurs	194
6.4	Charges pendant la construction	194
6.5	Charges utiles dans les bâtiments	195
6.5.1	Locaux habitables, commerciaux ou administratifs	196
6.5.2	Entrepôts, locaux de fabrication, archives et silos	196
6.5.3	Parkings et surfaces accessibles au trafic	197
6.6	Actions climatiques	197
6.6.1	Neige	197
6.6.2	Vent	199
6.6.3	Température	201
6.7	Actions dues aux ponts roulants	202
6.7.1	Introduction	202
6.7.2	Charges verticales	203
6.7.3	Effets dynamiques des ponts roulants	203
6.7.4	Forces horizontales	204
6.7.5	Effets de fatigue	206
6.8	Actions accidentelles	207
6.8.1	Généralités	207
6.8.2	Choc	208
6.8.3	Incendie	209
6.8.4	Séisme	210

6.9	Exemples numériques	212
6.9.1	Système porteur d'une halle industrielle	212
6.9.2	Charges et actions sur la halle industrielle	214
6.9.3	Système porteur d'un bâtiment à étages	218
6.9.4	Charges et actions sur le bâtiment à étages	220
Annexe	223
A 6.1	Règles empiriques de prédimensionnement	223
7.	Toitures et façades métalliques	225
7.1	Introduction	227
7.2	Tôles profilées	228
7.2.1	Matériaux	228
7.2.2	Actions et situations de risque	229
7.2.3	Résistance en section	230
7.2.4	Calcul des efforts intérieurs	239
7.2.5	Vérification de la sécurité structurale	244
7.2.6	Vérification de l'aptitude au service	245
7.3	Panneaux sandwichs	247
7.3.1	Composition et matériaux	247
7.3.2	Actions et situations de risque	249
7.3.3	Résistance en section	250
7.3.4	Détermination des efforts intérieurs et des déplacements	255
7.3.5	Vérification de la sécurité structurale	258
7.3.6	Vérification de l'aptitude au service	260
7.4	Assemblages	260
7.4.1	Notions de base	260
7.4.2	Actions à considérer	262
7.4.3	Résistance des assemblages	263
7.4.4	Dimensionnement	266
7.5	Exemples numériques	266
7.5.1	Dimensionnement d'une tôle profilée	266
7.5.2	Dimensionnement d'un panneau sandwich	268
7.5.3	Calcul des attaches de la tôle de la toiture (support d'étanchéité)	271
8.	Pannes et ossature de façade	275
8.1	Introduction	277
8.2	Pannes	277
8.2.1	Fonction des pannes	277
8.2.2	Actions et situations de risque	277
8.2.3	Système statique	279

8.2.4	Calcul des efforts intérieurs	281
8.2.5	Résistance en section	282
8.2.6	Vérification de la sécurité structurale	283
8.2.7	Vérification de l'aptitude au service	288
8.3	Ossature de façade	289
8.3.1	Fonctions de l'ossature de façade	289
8.3.2	Charges à considérer	289
8.3.3	Système statique	290
8.3.4	Vérification de la sécurité structurale	290
8.3.5	Vérification de l'aptitude au service	292
8.4	Exemples numériques	292
8.4.1	Dimensionnement d'une panne	292
8.4.2	Dimensionnement d'une filière	296
8.4.3	Dimensionnement d'un plateau de bardage	301
9.	Dalles mixtes	305
9.1	Introduction	307
9.1.1	Tôles profilées	307
9.1.2	Connexion entre la tôle et le béton	308
9.1.3	Actions à considérer	309
9.2	Dimensionnement de la tôle profilée	310
9.2.1	Calcul des efforts intérieurs	310
9.2.2	Résistance et rigidité des sections	311
9.2.3	Vérifications de la tôle profilée	311
9.3	Dimensionnement de la dalle mixte	312
9.3.1	Calcul des efforts intérieurs	312
9.3.2	Résistance en section	313
9.3.3	Vérification de la sécurité structurale	320
9.3.4	Vérification de l'aptitude au service	321
9.4	Exemple numérique: dimensionnement d'une dalle mixte	325
10.	Sommiers et solives	333
10.1	Introduction	335
10.2	Assemblages	335
10.2.1	Assemblages articulés	335
10.2.2	Assemblages rigides	338
10.3	Poutres en profilés laminés et poutres composées à âme pleine	339
10.3.1	Actions et situations de risque	339
10.3.2	Système statique et calcul des efforts intérieurs	339
10.3.3	Effet de la semi-rigidité des assemblages	340
10.3.4	Introduction des forces concentrées	342

10.3.5	Vérification de la sécurité structurale	345
10.3.6	Vérification de l'aptitude au service	349
10.4	Poutres avec ouvertures dans l'âme	352
10.4.1	Résistance ultime au cisaillement	353
10.4.2	Résistance ultime à la flexion	354
10.4.3	Renforcements	355
10.4.4	Calcul de la flèche	356
10.5	Poutres mixtes acier-béton	356
10.5.1	Introduction	356
10.5.2	Résistance en section	359
10.5.3	Comportement des poutres mixtes	359
10.5.4	Calcul des efforts intérieurs	364
10.5.5	Connexion acier-béton	369
10.5.6	Résistance des connecteurs	377
10.5.7	Cisaillement longitudinal de la dalle	380
10.5.8	Vérification de la sécurité structurale	382
10.5.9	Vérification de l'aptitude au service	387
10.6	Vibrations des planchers	393
10.6.1	Perception humaine	394
10.6.2	Fréquence d'oscillation	395
10.6.3	Accélération maximale	396
10.6.4	Amortissement	397
10.6.5	Vérifications	397
10.7	Exemples numériques	397
10.7.1	Dimensionnement des solives	397
10.7.2	Dimensionnement des sommiers en poutre simple	403
10.7.3	Dimensionnement des sommiers continus sur trois travées	410
10.7.4	Vérification de la vibration d'un plancher	420
11.	Cadres de halles	423
11.1	Introduction	425
11.2	Comportement structural d'un cadre	426
11.2.1	Influence de la rigidité des éléments	426
11.2.2	Situations élémentaires d'un cadre	427
11.2.3	Imperfections	429
11.2.4	Effets des non-linéarités	432
11.2.5	Classification des cadres	434
11.3	Calcul statique des cadres	436
11.3.1	Actions et situations de risque	436
11.3.2	Méthodes de calcul	439
11.3.3	Méthode élastique	440
11.3.4	Méthode plastique	441
11.3.5	Choix d'une méthode de calcul	450

11.4	Stabilité élastique des cadres	451
11.4.1	Introduction	451
11.4.2	Rappel de la théorie du flambage	451
11.4.3	Cadre idéal soumis à des forces nodales	453
11.4.4	Cadre idéal soumis à des forces non nodales	455
11.4.5	Evaluation des longueurs de flambage	456
11.4.6	Effet d'un contreventement de toiture	460
11.4.7	Effet des imperfections géométriques	466
11.5	Procédure de dimensionnement	466
11.5.1	Prédimensionnement	466
11.5.2	Méthodes de calcul des efforts intérieurs	467
11.5.3	Calcul des efforts intérieurs au premier ordre	468
11.5.4	Calcul des efforts intérieurs au second ordre	469
11.5.5	Vérification de la sécurité structurale	473
11.5.6	Vérification de l'aptitude au service	474
11.6	Exemple de calcul statique d'un cadre	474
11.6.1	Classification du cadre	474
11.6.2	Calcul des efforts intérieurs	479
12.	Eléments de cadre	485
12.1	Introduction	487
12.2	Traverses en profil à double té	487
12.2.1	Types de traverse	487
12.2.2	Sécurité structurale	488
12.2.3	Aptitude au service	493
12.3	Fermes à treillis	494
12.3.1	Types de ferme à treillis	494
12.3.2	Efforts intérieurs	496
12.3.3	Sécurité structurale	502
12.3.4	Aptitude au service	508
12.3.5	Vérification des nœuds	510
12.4	Montants de cadre de halle	516
12.4.1	Montants de section constante	517
12.4.2	Montants composés	521
12.4.3	Montants à section variable	527
12.5	Angles de cadre	533
12.5.1	Principes	533
12.5.2	Angle de cadre articulé	534
12.5.3	Angle de cadre rigide	536
12.6	Pieds de montant	543
12.6.1	Principes	543
12.6.2	Transmission des efforts dans le béton	545
12.6.3	Pieds de montant articulés	550
12.6.4	Pieds de montant encastrés	551

12.7	Exemples numériques	555
12.7.1	Vérification d'une traverse	555
12.7.2	Vérification d'un montant	559
12.7.3	Vérification d'un angle de cadre	562
12.7.4	Vérification d'un pied de poteau articulé	565
12.7.5	Vérification d'un pied de poteau articulé avec liste de centrage	566
12.7.6	Vérification d'un pied de poteau encastré	568
13.	Ossatures de bâtiments à étages	571
13.1	Introduction	573
13.2	Comportement structural d'un cadre	574
13.2.1	Classification des cadres	574
13.2.2	Imperfections	574
13.3	Calcul statique des cadres	575
13.3.1	Système global	575
13.3.2	Juxtaposition d'éléments structuraux	575
13.4	Longueur de flambage	576
13.4.1	Mode de flambage à nœuds fixes	576
13.4.2	Mode de flambage à nœuds déplaçables	579
13.4.3	Rigidité des poutres et des pieds de poteau	579
13.5	Poteaux métalliques	580
13.5.1	Profils en double té	580
13.5.2	Profils creux	580
13.5.3	Sections pleines	583
13.6	Poteaux mixtes	587
13.6.1	Profils enrobés de béton	587
13.6.2	Profils creux remplis de béton	588
13.7	Cadres à nœuds semi-rigides	590
13.7.1	Comportement des nœuds	590
13.7.2	Modélisation du nœud	593
13.7.3	Classification des nœuds	595
13.7.4	Calcul statique des cadres à nœuds semi-rigides	596
13.8	Exemples numériques	597
13.8.1	Dimensionnement d'un poteau métallique	597
13.8.2	Dimensionnement d'un poteau mixte	600
13.8.3	Méthode de dimensionnement des sommiers mixtes à nœuds semi-rigides	602
13.8.4	Exemple de dimensionnement d'un sommier mixte semi-continu	605
14.	Contreventements	609
14.1	Introduction	611
14.2	Systèmes de contreventement	611

14.2.1	Actions et systèmes statiques	611
14.2.2	Cheminement des efforts horizontaux	613
14.3	Contreventements triangulés	619
14.3.1	Treillis plans	619
14.3.2	Treillis non plans	622
14.3.3	Excentricités des barres de contreventement	623
14.3.4	Effets dus à la dilatation thermique	625
14.3.5	Inertie équivalente	626
14.4	Contreventements en tôle profilée	627
14.4.1	Effet diaphragme	627
14.4.2	Panneau	629
14.4.3	Diaphragme sans interaction avec les cadres	635
14.4.4	Diaphragme en interaction avec les cadres	638
14.4.5	Stabilisation des pannes	642
14.5	Exemples numériques	645
14.5.1	Calcul d'un contreventement triangulé	645
14.5.2	Calcul d'un contreventement en tôle profilé	649
	Annexes	655
A14.1	Coefficients α tenant compte de l'effet des pannes intermédiaires	655
A14.2	Coefficients β tenant compte du nombre d'attaches tôle-panne par largeur utile de plaque	655
A14.3	Constante K du profil tenant compte du mode de fixation de la tôle	656
15.	Voies de roulement de ponts roulants	659
15.1	Introduction	661
15.1.1	Engins de manutention	661
15.1.2	Ponts roulants	662
15.1.3	Classification des ponts roulants	665
15.2	Détails de construction et tolérances	666
15.2.1	Rails de roulement	666
15.2.2	Joints de poutres	667
15.2.3	Tolérances	668
15.3	Cheminement des charges	668
15.3.1	Charges verticales	671
15.3.2	Forces transversales	673
15.3.3	Forces longitudinales	675
15.4	Aptitude au service de la voie de roulement	676
15.4.1	Calcul des déplacements de la poutre de roulement	676
15.4.2	Valeurs indicatives de flèches et vérification	677
15.5	Sécurité structurale de la poutre de roulement	678
15.5.1	Contraintes dans la poutre de roulement	678
15.5.2	Participation du rail à la résistance	681

15.5.3	Calcul de la fixation du rail	681
15.5.4	Effets des forces concentrées	683
15.6	Sécurité à la fatigue	686
15.6.1	Principe de vérification	686
15.6.2	Calcul des efforts intérieurs et des contraintes	687
15.6.3	Résistance à la fatigue	688
15.7	Exemples numériques	690
15.7.1	Prédimensionnement	691
15.7.2	Vérification de la sécurité structurale	692
15.7.3	Vérification de la sécurité à la fatigue	697
15.7.4	Calcul de la fixation du rail	700
15.7.5	Introduction des forces	700
INDEX		705
NOTATIONS		709
CRÉDITS DES ILLUSTRATIONS		714
BIOGRAPHIE DES AUTEURS		715

1 Introduction



1.1 Objectifs de l'ouvrage

Le présent ouvrage constitue, dans la collection *Traité de Génie Civil*, le deuxième volume des trois ouvrages consacrés à la construction métallique, à savoir :

- Volume 10 : *Construction métallique* / Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement.
- Volume 11 : *Charpentes métalliques* / Conception et dimensionnement des halles et bâtiments.
- Volume 12 : *Ponts en acier* / Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton.

Ces trois volumes s'adressent à la fois aux étudiants en tant que support de cours, et aux praticiens désireux d'avoir un aperçu aussi complet que possible des domaines de la construction métallique relatifs aux structures de halles, de bâtiments et de ponts. Ils ont été constitués sur la base des notes des cours donnés par l'ICOM à l'EPFL et des cours photocopiés de l'ICOM [1.1] [1.2] [1.3] [1.4].

Le but de ce volume 11 est de présenter les notions régissant la conception et le dimensionnement des structures porteuses métalliques et mixtes acier-béton des halles et des bâtiments. La conception est basée sur la pratique et l'expérience acquise en Suisse d'abord [1.5], mais également à l'étranger dans les pays ayant une longue tradition dans la construction en acier (Allemagne [1.6] [1.7], Etats-Unis d'Amérique [1.8], Canada [1.9], France [1.10], Grande-Bretagne [1.11], etc.). Les principes de dimensionnement se basent également sur la pratique suisse (les normes SIA), mais aussi sur l'expérience européenne reflétée par la nouvelle réglementation (les Eurocodes). Des exemples de conception et de dimensionnement, avec application numérique, sont intégrés dans la plupart des chapitres afin d'illustrer de façon aussi concrète que possible les sujets abordés.

Les notions fondamentales et les méthodes de dimensionnement exposées dans le volume 10 constituent une base nécessaire à la compréhension et à l'application du présent volume.

1.2 Structure et contenu

Comme l'indique son sous-titre, cet ouvrage est divisé en deux parties (tab. 1.1), la *conception* et le *dimensionnement* des charpentes métalliques :

- La partie relative à la CONCEPTION s'adresse aussi bien aux ingénieurs civils qu'aux architectes. Elle comprend dans l'introduction (chap. 1) un bref historique des charpentes métalliques, en particulier en Suisse, suivi d'un chapitre sur les bases de la conception (chap. 2) à connaître pour aborder un projet de construction en acier. Les trois chapitres suivants (chap. 3 à 5) sont une présentation des différents systèmes porteurs des halles et des bâtiments à charpente métallique ainsi que des éléments secondaires nécessaires à l'enveloppe de ces structures. Cette partie conception ne fait appel à aucun calcul et devrait permettre au projeteur, qu'il soit ingénieur ou architecte, de concevoir une charpente réaliste et stable, utilisable comme base pour un prédimensionnement (dans le cadre d'un avant-projet pour un concours ou pour l'établissement d'un devis par exemple).
- La partie relative au DIMENSIONNEMENT traite en dix chapitres la plupart des problèmes de calcul et de dimensionnement des ossatures ou d'éléments d'ossature de halles et bâtiments auxquels l'ingénieur est confronté. Après un rappel des charges, actions et principes de dimensionnement (chap. 6), elle aborde les ossatures en suivant le cheminement des efforts de l'extérieur jusqu'aux

fondations. On trouve ainsi en premier lieu le dimensionnement des enveloppes métalliques (toitures et façades, chap. 7) et leur ossature propre (chap. 8), puis successivement: les dalles (chap. 9), les poutres (sommiers et solives, chap. 10), les cadres de halle (chap. 11) et leurs éléments (poteaux et traverses, chap. 12), les ossatures de bâtiments à étages (chap. 13) et les contreventements (chap. 14). Un dernier chapitre (chap. 15) traite du dimensionnement des voies de roulement de ponts roulants qu'on rencontre fréquemment dans les halles industrielles.

Tableau 1.1 Structure du volume 11 du Traité de Génie Civil.

Parties	Chapitres
Conception	1. Introduction 2. Bases de la conception 3. Systèmes porteurs des halles 4. Systèmes porteurs des bâtiments 5. Eléments secondaires
Dimensionnement	6. Charges, actions et principes de dimensionnement 7. Toitures et façades métalliques 8. Pannes et ossatures de façade 9. Dalles mixtes 10. Sommiers et solives 11. Cadres de halles 12. Eléments porteurs des halles 13. Ossatures de bâtiments à étages 14. Contreventements 15. Voies de roulement de ponts roulants

1.3 Documents de référence

1.3.1 Normes et recommandations

Les notions fondamentales de résistance des matériaux et de statique présentées dans les volumes 1 à 6 du Traité de Génie Civil ainsi que celles de construction métallique exposées dans le volume 10 servent de base aux considérations théoriques abordées dans les différents chapitres de ce volume 11, indépendamment des normes de calcul. Ces dernières, qui sont encore propres à chaque pays, influencent par contre le dimensionnement. Dans cet ouvrage, nous avons repris les règles de dimensionnement énoncées dans les normes suisses éditées par la Société suisse des ingénieurs et des architectes (SIA) à Zurich (www.sia.ch). Les normes suivantes ont ainsi été utilisées comme référence:

- SIA 160 «Actions sur les structures porteuses» (1989),
- SIA 161 «Constructions métalliques» (1990),
- SIA 162 «Ouvrages en béton» (1993).

Nous avons également ajouté (en italique de façon à les mettre en évidence) des renseignements concernant les méthodes de calcul prescrites par les Eurocodes, si celles-ci se différenciaient de celles des normes SIA. Le but de ces compléments est double: d'une part montrer au lecteur que les principes de

dimensionnement énoncés dans les Eurocodes sont souvent très proches de ceux des normes SIA, et d'autre part le familiariser avec l'utilisation des Eurocodes. Nous avons utilisé comme référence les documents suivants, publiés par le Comité européen de normalisation (CEN) à Bruxelles (www.cenorm.be):

- *ENV 1991 – Eurocode 1 « Bases de calcul et actions sur les structures » (version de 1995-96),*
- *ENV 1992 – Eurocode 2 « Calcul des structures en béton » (version de 1991),*
- *ENV 1993 – Eurocode 3 « Calcul des structures en acier » (version de 1992),*
- *ENV 1994 – Eurocode 4 « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton » (version de 1992).*

A côté des normes citées ci-dessus, nous nous référerons également souvent à certaines publications du Centre suisse de la construction métallique (SZS) de Zurich (www.szs.ch). Elles constituent en effet une référence indispensable pour les valeurs numériques des caractéristiques des sections, pour la résistance des moyens d'assemblages (soudures, boulons et goujons) et des éléments de structure (flambage, déversement, sections mixtes), ainsi que pour la conception et l'exécution des charpentes métalliques (protection contre le feu, protection contre la corrosion). Il s'agit des publications suivantes:

- SZS A3 « Poutres mixtes dans le bâtiment » (1982) et A3.1 (fascicule complémentaire 1993),
- SZS A4 « Rahmentragwerke in Stahl » (1987),
- SZS A6 « Hallen aus Stahl » (1998),
- SZS B3 « Protection de surface des constructions métalliques » (1990),
- SZS B7 « Directive concernant la fixation des tôles profilées en acier » (1993),
- SZS C2.0 « Exigences quant à la résistance au feu » (1993),
- SZS C2.1 « La résistance au feu des parties de construction métallique » (1986),
- SZS C2.2 « Matériaux de protection contre l'incendie pour les parties de construction métallique » (1986),
- SZS C2.3 « Poteaux mixtes acier-béton en profilés creux carrés et rectangulaires » (1993),
- SZS C3 « Charpentes métalliques/Poids » (1965, épuisé),
- SZS C4.1 « Tables de dimensionnement pour la construction métallique » (1995),
- SZS C5 « Tables pour la construction métallique » (1997),
- SZS C8 « Détails constructifs en charpente métallique » (1984),
- SZS C9.1 « La construction métallique » (1983).

Les documents mentionnés ci-dessus (normes SIA, Eurocodes, publications SZS), ainsi que les volumes du Traité de Génie Civil, ne sont plus cités dans la liste des références bibliographiques située à la fin de chaque chapitre, étant donné qu'il s'agit d'ouvrages constituant une référence de base pour l'ensemble de ce volume. Chaque liste des références contient les publications référencées entre crochets dans le texte, selon leur ordre d'apparition.

1.3.2 Autres références

A côté des ouvrages, normes, recommandations et tables cités ci-dessus, le présent volume fait référence à un grand nombre d'ouvrages fondamentaux, de séries et de périodiques consacrés à la construction métallique, aussi bien en ce qui concerne la conception que le dimensionnement. Sans prétendre être exhaustifs, nous citons ci-après les références bibliographiques principales relatives aux charpentes métalliques:

Ouvrages

- Construire en acier 1 et 2* [1.5]: Ouvrages présentant des exemples de réalisations suisses et étrangères, édités par le Centre suisse de la construction métallique (SZS), Zurich, Suisse.
- Structure acier, Bâtiments à étages* [1.6]: Edition française du *Stahlbau-Atlas Geschosßbauten* dû à l'initiative de l'Association allemande de construction métallique (DStV), comprenant un historique, des exemples internationaux et un atlas complet de la construction métallique, du projet à la réalisation, Allemagne, France.
- Stahl im Hochbau* [1.7]: Manuel allemand pour l'utilisation de l'acier dans le bâtiment et le génie civil, Allemagne.
- Structural Steel Design* [1.8]: Ouvrage basé sur les notes de cours des professeurs de l'Université Lehigh de Bethlehem, Pa, USA.
- Calcul des charpentes d'acier* [1.9]: Traité de construction métallique de l'Université Laval (Québec), publié par l'Institut canadien de la construction en acier, Canada.
- Construction métallique et mixte acier-béton, Vol. 1 et 2* [1.10]: Ouvrage consacré à la construction en acier et à la construction mixte acier-béton publié sous l'égide de l'Association pour la promotion de l'enseignement de la construction en acier (APK), France.
- Steel Designers' Manual* [1.11]: Manuel britannique de construction métallique, U.K.
- European Steel Design Education Programme (ESDEP)* [1.19]: Série de 29 volumes comprenant 201 leçons et 34 exemples de construction métallique, écrits sur la base des Eurocodes et publiés par *The Steel Construction Institute* (SCI), U.K.

Séries

- CECM: Convention européenne de la construction métallique, Bruxelles, Belgique. Publication de guides, recommandations, manuels concernant le calcul et l'exécution des charpentes métalliques, ouvrages promotionnels, etc. (www.steelconstruct.com).
- CIDECT: Comité international pour le développement et l'étude de la construction tubulaire. Publication de guides techniques sur les structures métalliques tubulaires (www.steel-sci.org).
- CRIF: Centre de recherches scientifiques et techniques de l'industrie des fabrications métalliques, Liège, Belgique. Série de rapports sur les travaux de recherche en construction métallique et mixte effectués par le Centre (www.crif.be).
- OTUA: Office technique pour l'utilisation de l'acier, Paris-la-Défense, France. Publications périodiques ou thématiques sur les différentes questions concernant l'acier et son utilisation (www.otua.asso.fr).
- SCI: *The Steel Construction Institute*, Ascot, U.K. Nombreuses publications sur le dimensionnement et l'exécution des charpentes métalliques, l'architecture, les normes, etc. (www.steel-sci.org).

Périodiques

- Advantage Steel*, Institut canadien de la construction en acier, Willowdale, Ontario, Canada.
- Bauen in Stahl – Construire en acier – Costruire in acciaio*, Centre suisse de la construction métallique (SZS), Zurich, Suisse.
- Construction métallique*, Centre technique industriel de la construction métallique (CTICM), St-Rémy-lès-Chevreuse, France.
- Costruzioni Metalliche*, ACS-ACAI Servizi Srl, Milano, Italia.
- Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier Sciences Ltd, Oxford, U.K.

Modern Steel Construction, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Ill., USA.

New Steel Construction, The Steel Construction Institute, Ascot, U.K. and The British Constructional Steelwork Association Ltd, London, U.K.

Stahlbau, Ernst & Sohn GmbH, Berlin, Deutschland.

Stahlbau-Rundschau, Oesterreichischer Stahlbauverband, Wien, Oesterreich.

1.4 Conventions

1.4.1 Terminologie et typographie

Conformément à la convention utilisée dans l'ensemble de la collection du Traité de Génie Civil, la terminologie et les conventions typographiques suivantes ont été adoptées:

- Cet ouvrage se subdivise en chapitres (chap.) repérés par un titre à un chiffre, en sections (sect.) repérées par un titre à deux chiffres, et en paragraphes (§) repérés par un titre à trois chiffres.
- Les équations hors texte sont numérotées continûment par chapitre et repérées par deux chiffres placés entre parenthèses (exception: les équations tirées des Eurocodes ne sont pas numérotées). Dans le texte, une numérotation entre parenthèses, par exemple (2.4), fera toujours référence à une équation hors texte.
- La numérotation des figures (fig.) et des tableaux (tab.) est continue à l'intérieur de chaque chapitre. C'est ainsi que la figure 1.2 vient après le tableau 1.1, ou que le tableau 6.14 vient après la figure 6.13.
- L'*italique maigre* est utilisé dans le texte pour mettre en évidence certains termes, pour les compléments Eurocodes, pour des citations ainsi que pour les mots ou expressions étrangers. Un alinéa entier en italique maigre correspond à des renseignements relatifs aux Eurocodes.
- L'*italique gras* est quant à lui utilisé lorsqu'un nouveau terme est cité pour la première fois: cela permet d'identifier l'endroit où il est défini. Tous les termes en italique gras sont repris dans l'index figurant à la fin de cet ouvrage.

1.4.2 Axes

Le système d'axes utilisé dans cet ouvrage est identique à celui qui a été adopté dans les normes SIA et les tables SZS. La convention générale pour les axes des éléments structuraux est la suivante (fig. 1.2(a)):

- axe x : axe longitudinal de l'élément,
- axe y : axe de la section transversale,
- axe z : axe de la section transversale.

Les déplacements dans la direction des axes x , y et z sont désignés respectivement par u , v et w . Pour les sections transversales, on utilise d'une manière générale la convention suivante (fig. 1.2(b)):

- axe y : axe parallèle aux ailes (ou au petit côté pour les profils creux rectangulaires),
- axe z : axe perpendiculaire aux ailes (ou au petit côté pour les profils creux rectangulaires),

pour les cornières:

- axe y : axe parallèle à la plus petite aile,
- axe z : axe parallèle à la plus grande aile,

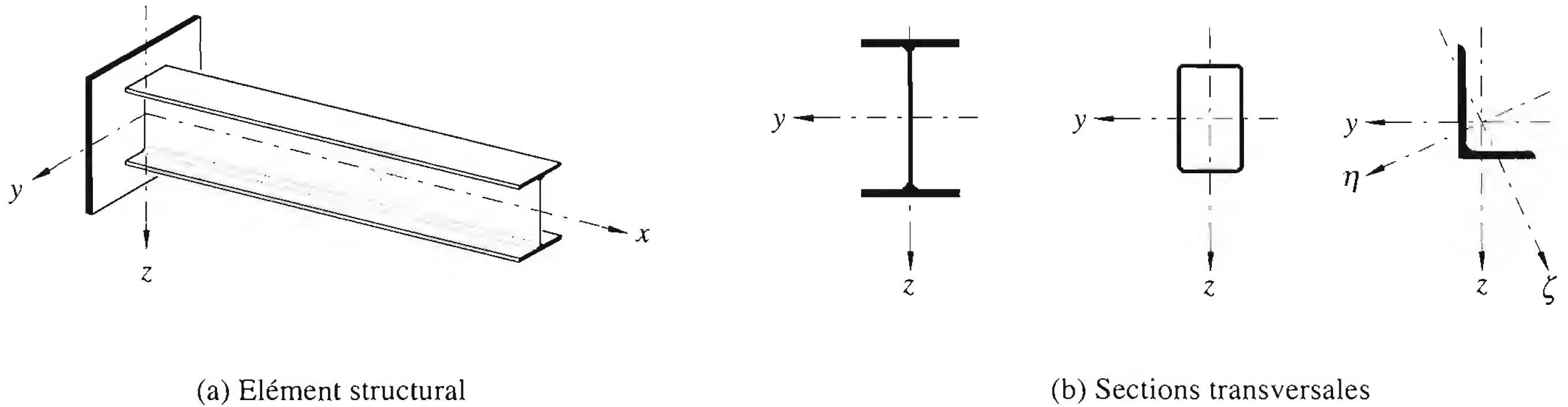


Fig 1.2 Conventions d'axes pour les éléments structuraux.

et si nécessaire (pour les cornières et autres sections non symétriques):

- axe η : axe principal de forte inertie, s'il ne correspond pas avec l'axe y ,
- axe ζ : axe principal de faible inertie, s'il ne correspond pas avec l'axe z .

La convention d'axes utilisée dans les Eurocodes est identique à celle citée ci-dessus, à l'exception des axes principaux η et ζ , qui sont désignés respectivement par u et v ou y et z (profils Z).

1.4.3 Notations et signes

Une liste détaillée des notations utilisées est donnée à la fin de cet ouvrage. Elles sont en général conformes à celles utilisées dans les normes SIA et les tables SZS; les éventuelles exceptions sont signalées lors de leur emploi.

Les notations utilisées dans les compléments d'information relatifs aux Eurocodes sont conformes à ces derniers, mêmes si elles diffèrent parfois de celles utilisées dans le reste de cet ouvrage. Cette façon de faire a été choisie afin de rendre la consultation des Eurocodes plus facile.

En ce qui concerne les signes, un effort de traction est admis positif et un effort de compression négatif. Le signe des moments est fixé de façon conforme aux règles habituelles de la statique (règle du tire-bouchon et moment positif dessiné du côté de la fibre tendue). Ces conventions de signes ne doivent cependant pas être appliquées aveuglément dans tous les cas, car certaines formules d'interaction s'appliquent avec la valeur absolue des efforts. De telles exceptions sont cependant signalées dans le texte.

1.4.4 Unités

Cet ouvrage est basé sur le système international d'unités (SI), dont les unités de base sont le mètre, le kilogramme et la seconde. Le newton [N] est l'unité de force correspondant à une accéléra-

tion de 1 m/s^2 appliquée à une masse de 1 kg. C'est ainsi que les unités suivantes sont utilisées de façon systématique :

- dimension : millimètre (mm) ou mètre (m),
- charge ponctuelle : kilonewton (kN) ou newton (N),
- charge répartie : kilonewton par mètre carré (kN/m^2) ou kilonewton par mètre courant (kN/m),
- contrainte : newton par millimètre carré (N/mm^2).

Pour éviter une éventuelle confusion dans le domaine des unités, ces dernières sont rappelées dans les exemples numériques. Cela a également pour avantage d'encourager à une certaine rigueur de calcul, ce qui permet souvent d'éviter des erreurs d'ordre de grandeur des résultats.

1.5 Bref historique des charpentes métalliques

Cet historique est principalement basé sur les ouvrages [1.12] [1.13] [1.14] [1.15] [1.16] [1.17] et [1.18].

1.5.1 XVIII^e et XIX^e siècles

Le *fer* a commencé à faire son apparition comme matériau de construction au milieu du XVIII^e siècle alors que les matériaux usuels de l'époque étaient le bois et la pierre. Ses fonctions principales étaient essentiellement l'ornementation et le renforcement des ossatures. Le rôle de nombreuses pièces métalliques était aussi de maintenir les pierres dans leur position initiale par agrafage. A la fin du XVIII^e siècle, les pièces métalliques n'étaient plus cachées dans les murs de pierre, mais composaient l'ossature principale des constructions, contribuant ainsi à une nouvelle forme d'architecture. Un des précurseurs de la construction en fer fut Victor Louis qui, en 1786, créa le premier ouvrage constitué entièrement d'une ossature métallique, le toit en fer du Théâtre français à Paris.

Avec le fer, les schémas ou méthodes de conception furent bouleversés. En effet, le concepteur ne travailla plus avec des éléments singuliers, en *fonte*, moulés en atelier, mais avec des profilés standard (I, T, L), dont l'assemblage permettait d'aboutir aux solutions recherchées. Ce passage d'éléments uniques à des produits normalisés fut possible grâce aux nombreux développements effectués dans le domaine des chemins de fer européens. C'est ainsi qu'apparurent au début du XIX^e siècle les premières poutrelles en fer forgé en I, en T ou en L.

Le succès de cette standardisation et préfabrication des éléments métalliques n'aurait pas pu être possible sans le rivet. Ce moyen d'assemblage permit en effet une combinaison presque illimitée des profilés standard donnant lieu ainsi à des structures très différentes répondant aux divers problèmes posés.

Ces nouveaux moyens d'assemblage et les nombreux produits standard conduisirent à une architecture révolutionnaire utilisant comme matériaux de construction le fer, le bois et le verre. L'œuvre la plus significative de ce nouveau mouvement architectural fut celle de Joseph Paxton. Ce dernier développa, dans les années 1850, un ensemble de règles se rapportant à la construction métallique flanquée de panneaux de verre. En construisant de multiples prototypes, il établit les bases de l'architecture modulaire et mit en pratique les théories d'une préfabrication totale des composants du bâtiment. La construction la plus spectaculaire où Paxton appliqua l'ensemble de ses théories fut le *Cristal Palace* (fig. 1.3), construit en 1851 pour l'Exposition internationale de Londres. Cet édifice était basé sur un module de



Fig. 1.3 *Cristal Palace* à Londres.

revêtement en verre de 2.44 mètres reposant sur une ossature métallique. La réalisation du bâtiment dura quatre mois, ce qui représentait un record pour une construction d'une telle envergure. A travers cet ouvrage, Paxton démontra les avantages économiques d'une telle conception.

Dès lors, le fer fut utilisé essentiellement pour ses qualités de légèreté structurale en accord avec les règles d'une architecture de verre où la pénétration de la lumière au sein des espaces intérieurs était privilégiée. La *Lime Street Station* de Londres, conçue par Turner et Locke, fut l'un des premiers ouvrages qui témoignait de cet engouement pour une architecture de verre et de fer. L'expansion soudaine des villes et du commerce encouragea la création d'ouvrages très différents (halles, bâtiments publics, commerces, passages couverts, marquises, etc.) privilégiant l'utilisation de ces deux matériaux. En guise d'exemples, nous pouvons citer les constructions suivantes de Paris :

- La bibliothèque nationale construite en 1868 par Henri Labrouste, qui est un modèle d'architecture transparente. La grande salle de lecture est réalisée avec une ossature métallique constituée d'un ensemble de coupes adjacentes. Le verre utilisé comme revêtement de toiture permet la pénétration de la lumière dans la salle de lecture.
- Les façades des maisons de commerce comme celles de la rue Réaumur.
- Les grandes verrières de la Société Générale.
- Les magasins du Printemps et les Galeries Lafayette.

Les progrès techniques réalisés dans le domaine de la production métallique contribuèrent à l'apparition d'un nouveau matériau, appelé *acier*. Ce dernier, dérivant directement du fer, apparut à la fin du XIX^e siècle, modifiant une fois encore l'environnement de la construction.

Les performances de ce nouveau matériau entraînèrent la modification des procédés d'assemblage, des techniques de laminage et des modèles de calcul. En effet, avec la soudure, on passe d'un assemblage riveté ponctuel à une liaison linéaire. C'est également avec l'apparition de l'acier que les dimensions des produits fabriqués en usine deviennent importantes. Il est alors possible d'obtenir des profilés d'une longueur supérieure à 6 m. Enfin l'utilisation de l'acier est de plus en plus massive en cette fin de XIX^e siècle atteignant un taux de croissance supérieur à 25% en 1890.

En Suisse, les premiers ouvrages à ossature métallique datent du milieu de la seconde moitié du XIX^e siècle [1.15]. Un des premiers bâtiments possédant un squelette en fer comme structure principale fut la bourse de Zurich, conçue en 1878 par Albert Müller et couvrant une salle de 32.5 m de long par 21.8 m de large. La hauteur de cet ouvrage, réalisé par l'entreprise Ott d'après les calculs du professeur Tetmaier, était de 17 m.

Durant cette même période, d'autres constructions de grande envergure, comme le hall de la gare de Zurich (fig. 1.4), réalisé en 1867 par la fabrique de machines d'Augsbourg-Nuremberg, d'après les plans de l'ingénieur Gerber, ainsi que les gares de Fribourg (1875) et de Bellinzone (1884), furent réalisées en fer.



Fig. 1.4 Hall de la gare de Zurich.

C'est à partir de cette époque, comme cité dans la brochure de l'Union des constructeurs suisses de ponts et charpentes métalliques (VSB) [1.15] que « *la charpente métallique prit une rapide extension grâce au développement de nos grandes villes et de nos entreprises industrielles* ». Les exemples de réalisation suivants témoignent de la croissance dans l'utilisation de l'acier pour la construction de bâtiments:

- le théâtre municipal de Zurich, exécuté d'après les calculs du professeur W. Ritter (1890-1891),
- le toit et la coupole de l'église de Zurich-Enge (1892-1894),
- la coupole de la gare de Lucerne (1894-1895),
- le dôme du Palais fédéral à Berne (1899-1900),
- la gare d'Olten (1899-1900).

La brochure du VSB [1.15] précise que «*dès 1890 déjà on donna la préférence à l'acier pour la construction de grands bâtiments, en particulier pour les grands magasins de Bâle et de Zurich, comme aussi pour des hôtels à Lucerne et ailleurs. Les magasins Jelmoli (fig. 1.5) construits à Zurich en 1898 par Stalder et Usteri méritent une mention toute spéciale, car c'est la première exécution d'une ossature entièrement métallique. Cet ouvrage édifié sur le modèle du monumental bâtiment du Printemps à Paris a été le premier en Suisse à nous révéler les avantages inhérents à une ossature métallique: vastes salles bien éclairées, larges vitrines, économie d'espace et sécurité en cas d'incendie.*

L'acier fut employé de plus en plus et, tout en restant inapparent, contribua à imprimer à nos villes leur cachet moderne. Entre 1890 et 1900, les grandes entreprises de l'industrie des machines et de l'énergie ne tardèrent pas à avoir recours à l'acier pour la construction de leurs ateliers et de leurs dépôts». Nous pouvons citer:

- Escher et Wyss à Zurich (1891),
- Dubied à Couvet (1891-1992),
- Brown Boveri et Cie à Baden (1891-1992),



Fig. 1.5 Magasins Jelmoli à Zurich.

- Saurer à Arbon (1893-1994),
- les services du gaz et de l'eau à Bâle (1890),
- l'usine à gaz de Zurich (1897-1898).

1.5.2 Première moitié du XX^e siècle

En Europe, pendant cette première moitié de siècle, l'acier subit la forte concurrence du béton. L'engouement pour ce nouveau matériau, de la part des architectes et des ingénieurs, provoqua une diminution certaine du nombre d'ouvrages métalliques réalisés pendant cette période. Cependant plusieurs concepteurs continuèrent à développer les bases d'une architecture économique et rationnelle et essayèrent, par l'intermédiaire de plusieurs prototypes, de sensibiliser la profession aux avantages d'une construction à ossature métallique.

L'Ecole d'art de Glasgow, construite en deux phases de 1896 à 1909 par C. R. Mackintosh, comprenant de vastes plans inclinés constitués de fer et de verre permettant la pénétration de la lumière dans les ateliers, est l'un des premiers prototypes faisant référence aux ouvrages métalliques de la fin du XIX^e siècle.

La planification des premières halles industrielles contribua à maintenir l'acier dans la construction. Les abattoirs de Lyon (fig. 1.6), construits en 1917 par Tony Garnier, en sont un exemple.

Outre les exemples précités, plusieurs ouvrages témoignent des développements effectués en Europe dans le domaine de la construction métallique pendant cette première moitié de siècle malgré l'essor des structures en béton. Parmi les plus connus, nous pouvons citer :

- les usines de turbines AEG réalisées à Berlin et conçues par Behrens (1909),
- le *Steel Pavilion* de l'exposition de Leipzig, de Bruno Taut, constitué d'une coupole dorée surmontant une pyramide octogonale à facettes en verre et ossature en acier (1914),



Fig. 1.6 Abattoirs de Lyon.

- les magasins Petersdorff construits à Breslau par Erich Mendelsohn, dont les façades sont entièrement en verre et en acier (1927),
- le pavillon de Barcelone construit par Mies van der Rohe (1929),
- l'immeuble Clarté à Genève réalisé par Le Corbusier (1930),
- la maison de verre à Paris conçue par Pierre Charreau (1932).

Aux Etats-Unis, la situation de l'acier était à l'opposé de ce qu'elle était en l'Europe. L'acier, répondant de manière satisfaisante à la création de bâtiments de grande hauteur à coût modéré, fut alors énormément utilisé comme matériau de construction. Parmi les ouvrages les plus marquants nous pouvons citer quelques ouvrages conçus par Mies van der Rohe :

- *Minerals and Metals Research Building*, Chicago (1942),
- *Alumni Memorial Hall*, IIT Campus, Chicago (1945-1946),
- *Farnsworth House*, Plano, Illinois (1946-1947),
- *Lake Shore Drive Apartments*, Chicago (1948-1950).

En Suisse, la brochure du VSB [1.15] mentionne que «*l'évolution de la construction des charpentes métalliques fut étroitement liée à l'extension des villes. Il est notoire que pendant cette première moitié de XX^e siècle, la population afflua de plus en plus vers la ville. Mais plus celle-ci s'étendait, plus les quartiers des affaires avaient tendance à se rassembler au centre de la ville, ce qui obligea, vu le prix élevé du terrain, à construire en hauteur. D'autre part, on s'efforça de réunir dans le même bâtiment les bureaux et les magasins. Pour remplir cette condition, il fallut utiliser au mieux l'espace disponible, c'est-à-dire non seulement construire en hauteur, mais également diminuer le plus possible l'épaisseur des murs, parois, plafonds et piliers. Ces nouveaux problèmes ont été résolus par le bâtiment à étages multiples où la construction massive est remplacée par une construction à ossature. L'acier révéla alors ses nombreux avantages à tel point que l'ossature métallique fut très appréciée pour la construction de grands bâtiments commerciaux. Des problèmes semblables se posèrent pour d'autres constructions urbaines : hôtels, écoles, théâtres, cinémas et logements pour lesquels on trouva aussi des solutions rationnelles*». Parmi les nombreuses constructions à ossature métallique de cette première moitié de XX^e siècle, nous pouvons citer :

- l'hôtel Cornavin à Genève (1930),
- la tour Bel-Air Métropole à Lausanne (1931-1932) (fig. 1.7),
- les grands magasins Rheinbrücke à Bâle (~1940),
- les cinémas Rex à Zurich (~1945),
- les grands magasins Innovation S.A. à Lausanne (1949).

L'emploi de l'acier pour les bâtiments industriels a commencé au début du XX^e siècle. Par la suite, il fut utilisé de plus en plus dans l'industrie pour ses capacités économiques, mécaniques et de légèreté. Les exemples témoignant de cette préférence pour l'acier pour les halles industrielles sont nombreux, en particulier les ouvrages suivants :

- la halle de filature à Obfelden (1947),
- les aciéries de Louis von Roll à Choindez (~ 1940-1945).



Fig. 1.7 Tour Bel-Air Métropole.

La fin de cette première moitié de siècle fut marquée par la construction de nombreux hangars et halles réalisés en acier. Citons :

- la halle des fêtes de l'Exposition nationale *Landi* de Zurich avec toiture mobile (1939), récemment reconstruite à Bulle avec toiture fixe (1996) par l'entreprise Bernard Sottas d'après les calculs du bureau d'ingénieurs conseils Barras SA (fig. 1.8),
- les hangars d'avions construits à Kloten (1949),
- le vélodrome d'hiver à Oerlikon (1949-1950),
- la halle du Comptoir suisse à Lausanne (1951) (fig. 1.9).

1.5.3 Deuxième moitié du XX^e siècle

La période après la Seconde Guerre mondiale fut caractérisée par un besoin urgent de reconstruction. La rapidité d'exécution, l'économie des moyens et la rationalité étaient alors les contraintes à respecter par les concepteurs de l'époque. La construction métallique fut plébiscitée par les ingénieurs et les architectes, car elle répondait parfaitement à ces contraintes et pouvait bénéficier d'une industrie métallurgique très forte (développements importants durant les années 1940-1950 pour des raisons militaires). Cela contribua à une utilisation à nouveau plus massive de l'acier comme matériau de construction.

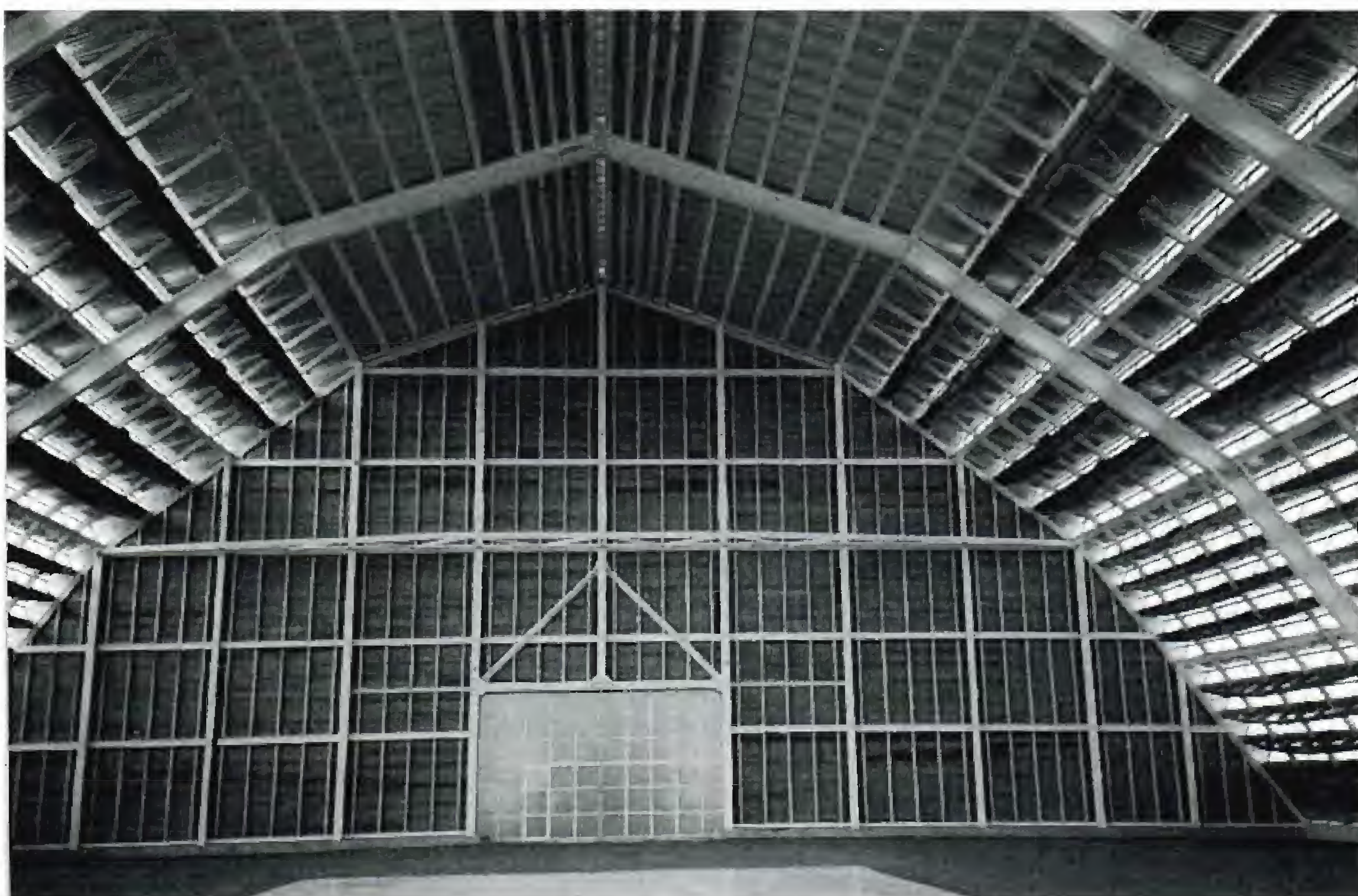


Fig. 1.8 Halle *Landi*: (a) En 1939 à Zurich; (b) En 1996 à Bulle.

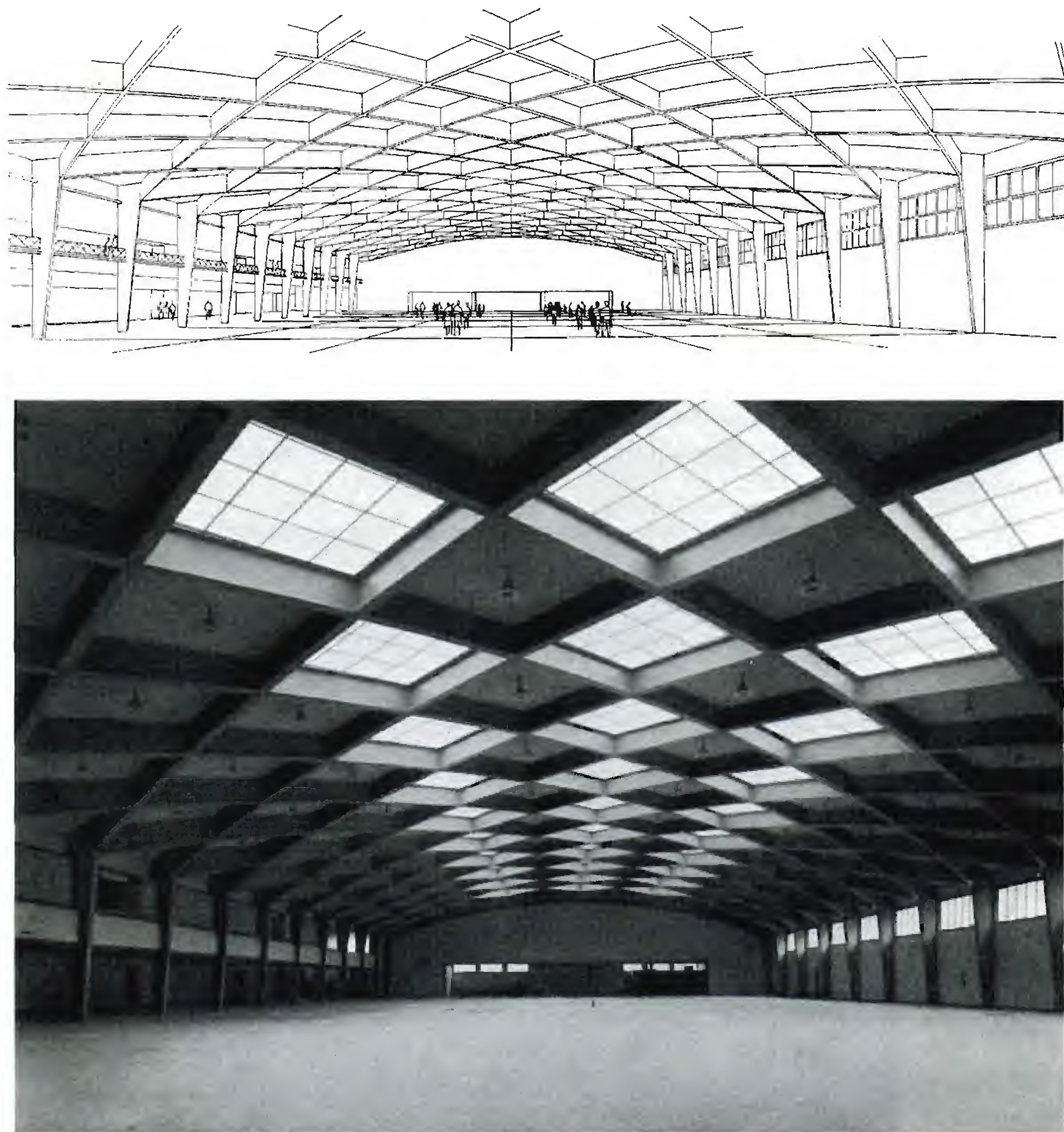


Fig. 1.9 Halle du Comptoir suisse à Lausanne.

Le Pavillon allemand réalisé en 1958 à l'Exposition universelle de Bruxelles par Egon Eiermann est un exemple où la totalité des composants du bâtiment sont préfabriqués en usine. Cet ouvrage est caractérisé par une ossature d'acier très légère n'entravant nullement l'effet de transparence recherché en disposant des panneaux de verre en façades.

La reconstruction des quartiers berlinois détruits pendant la guerre fut un formidable *banc d'essai* pour la construction métallique. Comme exemple, nous pouvons citer l'ensemble du campus de Berlin-Dahlem conçu par Wood et Schieldhelm en 1963-1973, où l'acier est roi. En effet, le squelette de l'ouvrage est entièrement en acier et les façades sont composées de panneaux métalliques préfabriqués.

Les années 70 furent marquées par l'apparition d'un nouveau type d'architecture basé sur la mise en valeur de la haute technologie. Les précurseurs de ce courant architectural *High-Tech* furent Norman Foster et Richard Rogers, Renzo Piano et Peter Rice [1.16] [1.17] [1.18]. Parmi les constructions les plus connues, nous pouvons citer :

- Le Centre Georges-Pompidou, conçu par Renzo Piano et Richard Rogers à Paris en 1972-1977, dont la structure en acier est composée de 14 travées modulaires. Ce projet expose toutes les fonctions vitales de l'édifice, habituellement cachées. Les réseaux qui le font respirer et fonctionner (conduites et circulations) sont visibles en façade et à l'extérieur.
- Le Laboratoire de Cambridge à Hertfordshire conçu par Rogers en 1979, composé d'une structure en acier flanquée de panneaux sandwichs préfabriqués. La totalité des réseaux techniques est visible, rythme les espaces intérieurs et donne une forme d'art plastique particulière.
- Le Pavillon de Voyage IBM (démontable), conçu par Renzo Piano et Peter Rice au début des années 80.

Cependant, il fallut attendre le milieu des années 80 pour entrevoir les premiers signes d'une architecture inventive, caractère de la construction en acier d'aujourd'hui. Les serres du jardin botanique *Lucile Halsell Conservatory* de San Antonio (fig. 1.10) construites par Emilio Ambasz en 1986-87 et composées d'une structure métallique tubulaire aux nœuds sphériques, résultant d'une analyse des contraintes par ordinateur, et de panneaux de verre dépossédés de meneaux, est une illustration de cette créativité technologique.



Fig. 1.10 Serres du *Lucile Halsell Conservatory* de San Antonio.

Le renouveau de la construction métallique qui se produit dans les années 80 est, comme mentionné dans le guide *Construire en acier* paru en 1993 aux éditions Le Moniteur [1.12], « *le fruit de conjonctures récentes autant que d'une lente maturation. L'utilisation de l'acier autorise un meilleur contrôle de la production et surtout accorde plus aisément conception et exécution. La tendance actuelle est à des références abstraites comme l'information ou la biologie. Les 'machines', dont on rêve, sont lisses et ergonomiques, regorgent d'écrans et de microprocesseurs. Dans ce sillage, l'architecture de cette fin de XX^e siècle privilégie le carénage continu, invente des ailes d'avion, dresse des mâts et s'habille de peaux de verre et d'acier* ».

L'Hôtel industriel de Pantin (fig. 1.11), conçu en 1990 par Jean Nouvel, possédant une ossature et des bardages en acier, ainsi que la *Glashalle* de Leipzig (fig. 1.12), réalisée en 1995-1996 par Ian Ritchie, dont la structure est en acier et l'enveloppe constituée de panneaux de verre aux propriétés optiques variables, en sont quelques exemples.



Fig. 1.11 Hôtel industriel de Pantin.

En Suisse, cette dernière moitié du XX^e siècle a été marquée par la réalisation de halles et de bâtiments en charpente métallique pour le secteur public (administrations, écoles, centres de sport) et pour le secteur privé (immeubles de bureaux, centres de commerces). Citons en particulier les constructions remarquables suivantes :

- l'immeuble d'administration de Nestlé à Vevey, de l'architecte Jean Tschumi, construit en 1957-60, agrandi en 1974 et réhabilité en 1997-1998 par les architectes Richter & Dahl Rocha, ingénieurs Tappy, Bornand & Michaud,
- l'étape initiale de l'Université de Lausanne-Dorigny (1969-1970), de l'Atelier des architectes associés, ingénieurs B. Janin & T. Girard et L. Gabella,



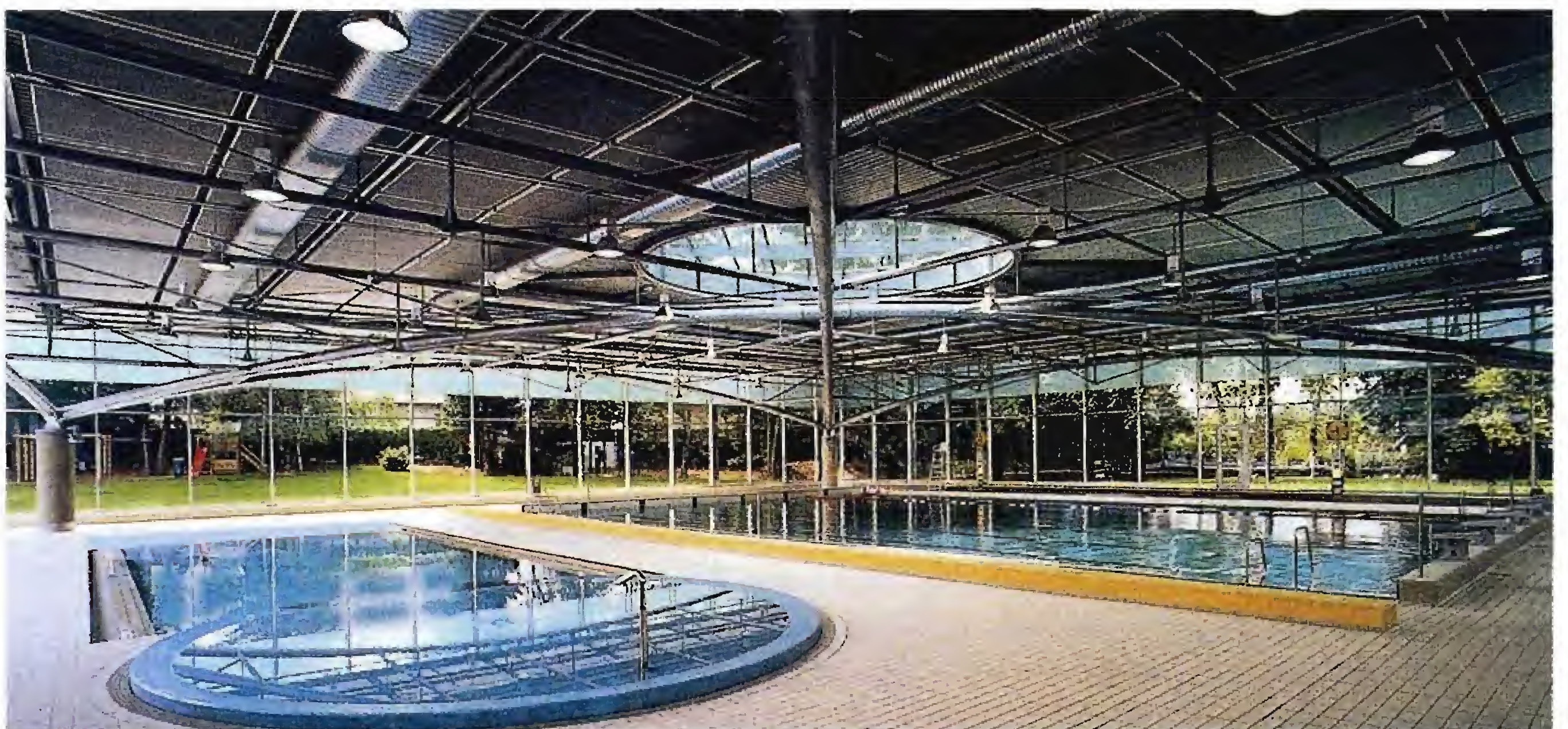
Fig. 1.12 *Glashalle de Leipzig.*

- les immeubles d'administration de Chauderon à Lausanne (1970-1974), avec structure métallique suspendue, bureaux-paysage et façades-rideaux en panneaux sandwichs préfabriqués, de l'Atelier des architectes associés, ingénieurs B. Janin & T. Girard,
- les bâtiments d'administration de Bobst SA à Prilly (1978-1979), réalisés par l'architecte J.P. Cahen, ingénieurs A. Kugler et F. Matter,
- les halles de gymnastique de l'Ecole suisse de sport de Macolin (1975-1981), de l'architecte M. Schlup, ingénieurs Schaffner & Dr. Mathys et Schmid,
- les nombreux bâtiments en relation avec l'aéroport de Genève-Cointrin (tour de contrôle, halle de fret, palais des expositions, bâtiment de tri des bagages, salle de spectacle Arena, etc.),
- les bâtiments de la première étape de construction de l'EPFL à Lausanne-Ecublens (1977-1983), des architectes Zweifel & Strickler,
- la serre tempérée du Jardin botanique de Genève (1987), des architectes Lamunière & van Bogaert, Marchand & collab., Ritter, Sauty & collab., Châtelain & assoc., ingénieur J.-M. Yokoyama,
- la gare postale de Coire (1991-1992), des architectes R. Brosi et Obrist & Partner, ingénieurs Toscano, Hegland & Partner et Ove Arup & Partners,
- le centre d'administration de Langenthal (1996), de l'architecte Geiser, ingénieurs Dupenthaler & Wälchli,
- le bâtiment des radiocommunications Swisscom à Lausanne-Ecublens (1996), de l'architecte R. Luscher, collab. D. Linford, ingénieurs Hitz & Partner et D. Crottaz.

Références

- [1.1] ICOM, *Conception des structures métalliques / Partie A: Notions fondamentales et dimensionnement des éléments de constructions métalliques*, EPFL, ICOM-Construction métallique, Lausanne, 1987 (2^e édition).
- [1.2] ICOM, *Conception des structures métalliques / Partie C: Dimensionnement des halles et bâtiments*, EPFL, ICOM-Construction métallique, Lausanne, 1987 (2^e édition).
- [1.3] ICOM, *Conception des structures métalliques / Partie E: Dimensionnement plastique des ossatures*, EPFL, ICOM-Construction métallique, Lausanne, 1978.
- [1.4] ICOM, *Conception des structures métalliques / Partie D: Dimensionnement des ponts*, EPFL, ICOM-Construction métallique, Lausanne, 1982 (2^e édition).
- [1.5] *Construire en acier*, Chambre suisse de la construction métallique, Zurich, 1956.
Construire en acier 2, Chambre suisse de la construction métallique, Zurich, 1962.
- [1.6] HART F., HENN W. et SONTAG H., *Structure acier, Bâtiments à étages*, Dominique Vincent et Cie, Paris, 1974.
- [1.7] *Stahl im Hochbau, Handbuch für die Anwendung von Stahl in Hoch- und Tiefbau*, 14. Auflage, Band I / Teil 1 und Teil 2, Band II / Teil 1, Stahleisen MbH, Düsseldorf, 1984-86-87.
- [1.8] *Structural Steel Design, Second Edition*, ed. Lambert Tall, Ronald Press Company, New York, 1974.
- [1.9] PICARD A. et BEAULIEU D., *Calcul des charpentes d'acier*, Institut canadien de la construction en acier, Willowdale, Ontario, 1991.
- [1.10] APK, *Construction métallique et mixte acier-béton*, Vol. 1 *Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4*, Vol. 2 *Conception et mise en œuvre*, Eyrolles, Paris, 1996.
- [1.11] *Steel Designers' Manual – 5th Edition*, Steel Construction Institute, Ascot and Blackwell Science, Oxford, 1994.
- [1.12] *Construire en acier*, Le Moniteur, Paris, 1995.
- [1.13] *Architecture and Construction in Steel*, edited by A. Blanc, M. McEvoy and R. Plank, The Steel Construction Institute, E & FN Spon, London, 1995.
- [1.14] FRAMPTON K., *L'architecture moderne: une histoire critique*, éditions Philippe Sers, Paris, 1985.
- [1.15] VSB, *La construction métallique en Suisse*, Union des constructeurs suisses de ponts et de charpentes métalliques, Zurich et Brugg, 1950.
- [1.16] SUDJIC D., *Norman Foster – Richard Rogers – James Stirling: New Directions in British Architecture*, Thames & Hudson, London, 1986.
- [1.17] BUCHANAN P., *Renzo Piano Building Workshop: Complete Works*, Phaidon, London, 1993.
- [1.18] RICE P., *An Engineer Imagines*, Artemis, London, 1993.
- [1.19] *European Steel Design Education Programme (ESDEP)*, 29 volumes, The Steel Construction Institute, Ascot (UK), 1995.

2 Bases de la conception



2.1 Introduction

La conception de la structure porteuse d'une halle ou d'un bâtiment est basée sur son utilisation prévue, soit essentiellement ses caractéristiques de résistance (pour assurer une sécurité structurale suffisante) et de déformabilité (pour garantir une bonne aptitude au service). Elle est donc fortement influencée par les propriétés des matériaux qui la composent. Un projet de charpente métallique doit en conséquence être conçu et élaboré de façon à ce que les propriétés du matériau acier soient utilisées au mieux, soit sa haute résistance mécanique, sa grande ductilité et sa soudabilité.

L'ensemble des critères de conception d'une ossature développés dans ce chapitre fait appel à la connaissance approfondie du matériau acier, comprenant son mode d'élaboration, les propriétés fondamentales et les modes de fabrication des produits. Ces points ont été développés en détail dans le TGC volume 10, chap. 3, auquel nous renvoyons le lecteur. Ce chapitre allant au-delà du matériau acier, il est donc structuré de la façon suivante :

- Section 2.2. Description des caractéristiques intrinsèques du *matériau acier* et de ses *produits*, telles que la résistance mécanique, le comportement sous haute température et la résistance à la corrosion. Nous prendrons en considération quelques propriétés dérivées telles que la capacité d'isolation (en combinaison avec d'autres matériaux) ainsi que l'économie liée aux propriétés propres, comme par exemple la haute résistance de l'acier.
- Section 2.3. Énumération des caractéristiques d'une *ossature métallique* grâce aux propriétés du matériau et des produits acier. Il s'agit des caractéristiques directement utilisées lors de la fabrication et du montage, dans le projet réalisé (besoins immédiats du maître de l'ouvrage), ainsi que lors de son exploitation (changement d'affectation ou transformation de l'ouvrage).
- Section 2.4. Présentation des différents *critères de conception* influençant le projet. Ces critères sont directement liés aux choix faits par le maître de l'ouvrage, l'architecte ou l'ingénieur et peuvent déterminer de façon importante la qualité et le coût de l'ouvrage.
- Sections 2.5 et 2.6. Présentation plus approfondie de deux critères particuliers que rencontrent les architectes et les ingénieurs lors de la conception des halles et bâtiments: la *protection contre l'incendie* et la *protection contre la corrosion*.

2.2 Propriétés du matériau acier et de ses produits

2.2.1 Caractéristiques mécaniques

L'acier possède de très bonnes capacités de résistance lorsqu'il est soumis à la traction. En effet les valeurs de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction de ce matériau (fig. 2.1) sont très élevées (TGC vol. 10, § 3.3.1). En compression, le comportement de l'acier est identique au comportement en traction, mis à part les phénomènes d'instabilité éventuels.

La densité de l'acier étant élevée, le concepteur doit au mieux éviter tout excès de matière qui augmente le poids propre de la structure de façon non économique. Ceci implique une organisation de la matière en ossature formée de fines barres métalliques, c'est-à-dire en squelette privilégiant la légèreté structurale. Les profilés composant les structures en acier ont donc des parois minces et les phénomènes d'instabilité (TGC vol. 10, chap. 10, 11 et 12) prévalent lors d'efforts de compression, pouvant conduire à la ruine bien avant que les sollicitations n'atteignent la résistance ultime à la compression pure. Par conséquent, il faut utiliser au maximum la résistance à la traction de l'acier. Comme exemple, nous pouvons citer le cas du poteau, en général sollicité à la compression, qui peut être avantageuse-

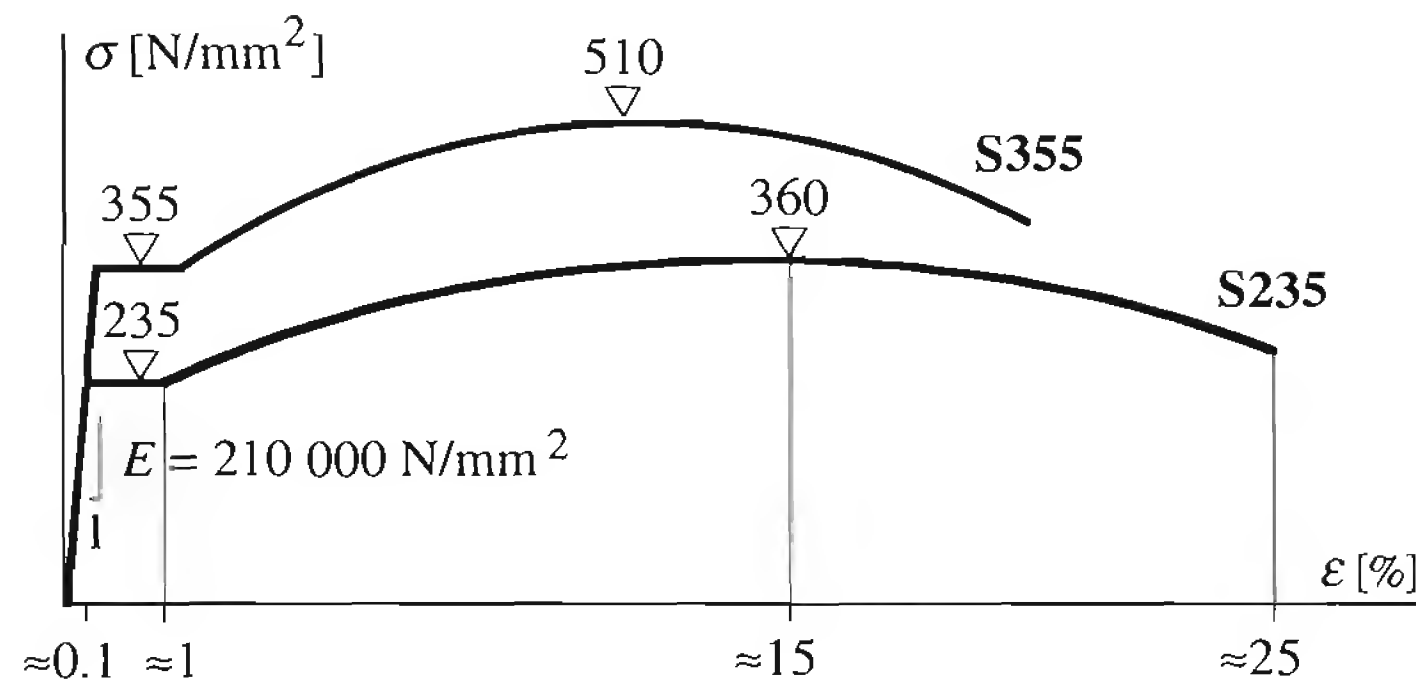


Fig. 2.1 Diagrammes contrainte-déformation spécifique des aciers S235 et S355 à température ambiante.

ment remplacé par des suspentes tendues dans une ossature inversée, c'est-à-dire suspendue. Cependant un tel choix conceptuel demande une grande maîtrise des assemblages, car les efforts de traction sont plus difficiles à transmettre que les efforts de compression. En effet, ces derniers sont souvent transmis par simple contact. De plus, il convient de s'assurer que la complexité des pièces de liaison tendues ne conduisent pas à un coût prohibitif.

2.2.2 Résistance aux températures élevées

Dans le contexte d'un incendie, l'acier a mauvaise réputation, bien qu'il soit incombustible. On lui reproche de n'avoir qu'une faible résistance aux températures élevées et de faciliter la propagation du feu par conduction de chaleur. Les caractéristiques mécaniques de l'acier diminuent effectivement lorsque la température augmente, ce qui signifie qu'au cours d'un incendie, il peut y avoir risque d'effondrement de la structure. Il faut cependant noter que la sécurité des personnes en cas d'incendie est fortement influencée par d'autres paramètres comme la chaleur et les fumées toxiques, la résistance au feu n'étant pas le plus important.

Les caractéristiques mécaniques de l'acier (limite d'élasticité f_y , module d'élasticité E) sont influencées par la température (TGC vol. 10, fig. 3.20). La figure 2.2 montre les diagrammes contrainte-déformation spécifique de l'acier S235 à différentes températures. On voit que si la limite de proportionnalité est réduite à partir de 100°C, la limite d'élasticité pour une déformation de 2% (limite d'élasticité effective f_y à utiliser dans les calculs), diminue à partir de 400°C seulement [2.1]. Certains aciers alliés (des aciers inoxydables ainsi que des nouveaux aciers dits *résistants au feu*) présentent une réduction moindre de la résistance mécanique en fonction de la température. Ainsi, certains aciers inoxydables ont encore, à 600°C, une limite d'élasticité f_y d'au moins 60% de leur valeur à température ambiante (20°C).

2.2.3 Résistance à la corrosion

Pour assurer la durabilité de l'ouvrage exigée par l'utilisateur, il est nécessaire de compter sur la permanence des qualités essentielles de l'acier, en particulier ses propriétés mécaniques. Or, exposée à l'atmosphère, la surface de l'acier se détériore par **corrosion**. La forme de corrosion la plus courante est la corrosion uniforme, ou généralisée, qui se traduit par la formation de rouille. Ce produit, composé d'oxydes plus ou moins hydratés, ne se forme qu'en présence d'oxygène et d'eau à température ordinaire. Cette corrosion est dite aqueuse et représente la forme la plus fréquemment rencontrée en

2.2.4 Caractéristiques d'isolation thermique et phonique

L'acier étant un matériau conducteur, ses capacités d'isolation thermique et phonique ne sont pas élevées. De plus, le manque de massivité des éléments de construction contribue à diminuer leurs qualités phoniques et thermiques. La conséquence en est que l'utilisation de l'acier seul comme matériau isolant n'est pas envisageable. Cependant une combinaison de l'acier avec d'autres produits donne lieu à des éléments à grandes capacités thermiques et phoniques.

L'exemple le plus caractéristique d'*isolation thermique* est donné par l'enveloppe des bâtiments réalisée en panneaux sandwichs, où l'acier est combiné avec des produits isolants tels que la laine de verre ou de pierre, la mousse polyuréthane, le polystyrène expansé ou la mousse phénolique. L'aisance avec laquelle sont réalisés de tels panneaux pour les parties usuelles du bâtiment ne doit pas faire oublier les points délicats comme les joints, les angles, les ouvertures et les assemblages, où les risques de ponts thermiques sont importants et peuvent donner lieu à de la condensation (d'où corrosion à terme des parties en acier).

Dans les toitures et les façades comportant des tôles d'acier, l'*isolation phonique* est due à leur étanchéité à l'air ainsi qu'à l'utilisation de panneaux isolants, de préférence en laine de verre ou de pierre à haute densité.

En conclusion, même si les caractéristiques d'isolation thermique et phonique de l'acier ne sont pas très satisfaisantes, son association judicieuse avec d'autres matériaux permet la réalisation d'éléments de construction dont les capacités d'isolation permettent de répondre aux exigences les plus courantes.

2.2.5 Coût

Outre ses caractéristiques mécaniques et physiques citées précédemment, l'acier possède d'autres facteurs permettant une diminution des coûts. En effet, en utilisant un squelette d'acier comme ossature primaire, on contribue à diminuer l'épaisseur des parois et à minimiser l'encombrement engendré par les porteurs verticaux, donc à augmenter la surface de plancher utilisable. Une autre diminution est due à l'utilisation d'aciers à haute limite d'élasticité dont le coût, bien que légèrement supérieur à celui des aciers ordinaires, est largement compensé par les gains de poids et de section réalisés.

Enfin l'acier peut, dans certains cas, être le seul matériau qui réponde aux contraintes économiques et techniques imposées. C'est le cas par exemple lorsque la topographie du terrain est mouvementée (sites pentus), où l'adaptation de l'ossature au sol et aux fondations est complexe ainsi que dans les zones sismiques, où la solution métallique est la plus performante grâce à la légèreté de la structure et à la ductilité du matériau.

2.3 Phases d'un projet d'ossature métallique

On peut distinguer trois phases dans l'existence d'un projet d'une charpente métallique: l'étude du projet, la fabrication et le montage et enfin l'utilisation future du bâtiment. Ces trois phases permettent de mettre en évidence les caractéristiques principales d'une ossature métallique.

2.3.1 Etude du projet

Grandes portées. Les poutres métalliques sont des éléments porteurs très économiques car tous les composants de leur section sont utilisés au mieux, grâce à la grande diversité des éléments qu'il est

possible de réaliser (profilés laminés, profils composés, ajourés, poutres à treillis, etc.). On peut concevoir ainsi des poutres de très grande portée soit en concentrant la matière dans les membrures, soit en augmentant la hauteur des sections. Il est aussi possible de réaliser des planchers de grande portée en les subdivisant en poutres et sous-poutres, ce qui conduit à des systèmes à deux, voire trois niveaux. Dans la plupart des cas, les divers types de poutre doivent être combinés pour créer le système le plus intéressant.

L'avantage des grandes portées est la création de grandes surfaces libres et la réduction du nombre de poteaux, dont la figure 2.3 donne un exemple [2.4]. Il s'agit d'une halle composée de trois blocs de $81\text{ m} \times 81\text{ m}$ (un seul est représenté sur la figure) ne comportant chacun que quatre piliers intérieurs, pour des portées libres des poutres maîtresses de la toiture de 27 m . L'originalité de la conception est donnée par l'exploitation de la hauteur de ces dernières (5.5 m) pour y loger les locaux d'administration, dont le plancher constitue le plafond de la halle.

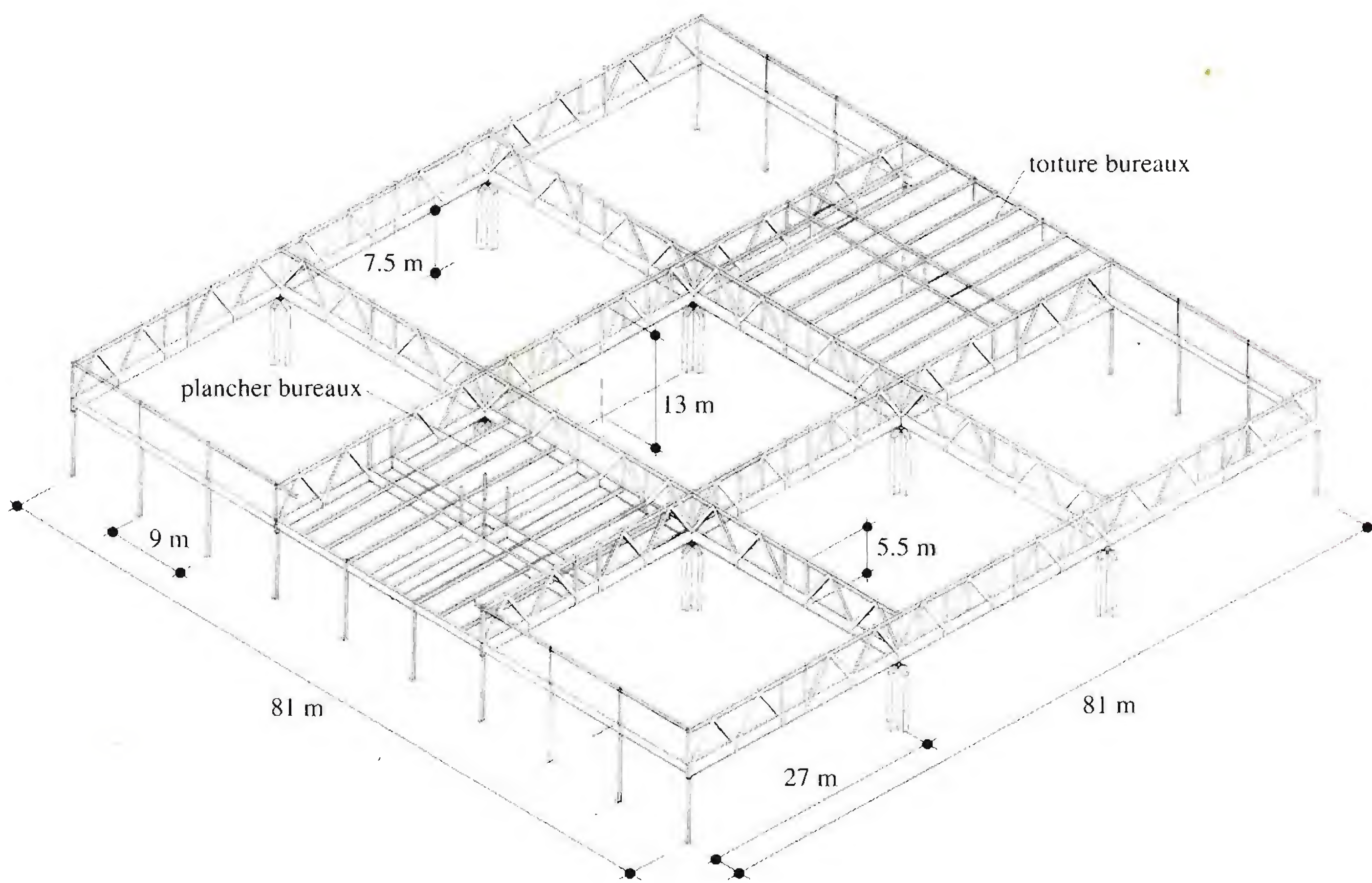


Fig. 2.3 Exemple d'ossature à grande portée (halle de fret, aéroport de Genève-Cointrin [2.4]).

Section réduite des poteaux. Les poteaux métalliques ont des sections beaucoup plus réduites que les poteaux constitués d'autres matériaux, le béton par exemple, même avec leur revêtement antifeu. C'est d'ailleurs la raison du succès actuel des poteaux mixtes acier-béton. Si l'on en reste aux poteaux métalliques, la réduction de section constitue un gain de surface utile, aussi bien en ce qui concerne les poteaux intérieurs que les poteaux extérieurs qui peuvent être intégrés à la façade.

Hauteur élevée du bâtiment. Seul l'acier permet d'atteindre économiquement des hauteurs de construction importantes. Dans les bâtiments à étages multiples, l'ossature métallique constitue la solution la plus économique, surtout avec des planchers de grande portée.

Poids réduit sur les fondations. Grâce au poids réduit de la charpente métallique et des planchers mixtes (surtout ceux réalisés avec du béton léger), les charges à transmettre au sol sont inférieures à celles d'une construction massive. Il en résulte des économies non seulement sur la structure elle-même, mais aussi sur l'infrastructure et les fondations, particulièrement lorsque l'immeuble est situé sur un sol médiocre ou à proximité immédiate d'autres immeubles ou de voies de circulation.

Souplesse de division de l'espace. La rapide évolution technique dans tous les domaines de l'activité humaine fait que la demande de surfaces est toujours pressante et la durée d'utilisation de ces surfaces dans leur configuration initiale toujours plus courte. Il faut donc que les halles et les bâtiments à étages offrent la plus grande souplesse d'aménagement intérieur, afin que les surfaces puissent être affectées rapidement à tous les genres d'activité. Une telle souplesse est donnée par l'utilisation d'une structure métallique permettant de réaliser des grandes surfaces sans porteurs verticaux, donc sans gêne pour la division de l'espace.

Comportement en cas de séisme. Les ondes émises lors d'un tremblement de terre sont transmises à toute construction par l'intermédiaire des fondations. De par sa masse, le bâtiment tend à s'opposer aux mouvements qui lui sont imposés donnant lieu à des forces d'inertie de sens contraire à la direction des vecteurs caractérisant les déplacements du sol. Les forces ainsi créées, alternées et de caractère dynamique, provoquent des accélérations et des déplacements ainsi que des sollicitations de la structure porteuse. La rupture a lieu lorsque la résistance ou la capacité de déformation (ductilité) de la structure ou une combinaison des deux est insuffisante.

Utiliser un squelette métallique comme structure principale d'une halle ou d'un bâtiment permet de :

- minimiser l'action sismique grâce à des éléments constitutifs légers,
- maximiser la capacité de résistance en choisissant des assemblages et des profilés adéquats,
- maximiser la capacité de transformation de l'énergie grâce à une ductilité élevée de la structure.

C'est donc pour son bon comportement face aux séismes que l'acier est fortement utilisé dans des régions où les risques de tremblement de terre sont élevés. Cependant, certains principes architecturaux fondamentaux améliorant la réaction globale de l'ouvrage doivent être présents à l'esprit du concepteur, comme par exemple :

- la symétrie selon deux axes (minimisant les phénomènes de torsion),
- la modération des dimensions en plan et des portées,
- la suppression de grands porte-à-faux,
- dans la mesure du possible, la position basse du centre de gravité.

La norme SIA 160 donne une série de mesures à prendre relatives à la conception et aux détails de construction de façon à ce que les dommages causés à un bâtiment soient acceptables. Ces mesures concernent la répartition en plan des éléments servant à reprendre les efforts horizontaux, le mode de construction, les assemblages, les fondations et les éléments du second œuvre.

2.3.2 Fabrication et montage

Préfabrication de la structure. L'ensemble des composants structuraux d'un bâtiment (éléments porteurs, de façade, de plancher et de toiture) peuvent être fabriqués en usine avec rationalité et rapidité d'exécution. Les exigences élevées d'exécution et de précision imposées à une préfabrication totale en atelier ainsi que la rapidité de montage dépendent fortement de la connaissance de la filière de production et de la coordination entre les différents intervenants (architecte, ingénieur, entrepreneur, etc.). Une bonne conception consiste par exemple à prévoir un nombre minimal de profilés et de pièces d'assemblage aux caractéristiques géométriques différentes, afin de garantir une construction rationnelle et économique.

L'acier est aussi un matériau permettant le développement de nouveaux concepts de fabrication et de montage (robotisation de la construction). Toutefois, le concepteur doit veiller à ne pas tomber dans une industrialisation simpliste du bâtiment, mais chercher à développer pour chaque projet une conception assurant à la fois l'esthétique, la fonctionnalité, la préfabrication aisée en atelier et la rationalité.

Durée de construction. Dans un grand nombre de projets, la durée de construction joue un rôle économique important. La construction métallique offre à cet égard des conditions intéressantes. Elle est constituée en effet d'éléments préfabriqués montés sur chantier au moyen de grues, souvent mobiles. Les assemblages boulonnés permettent une mise en place rapide des éléments et assurent immédiatement la capacité portante intégrale, avec toute la précision nécessaire. Ce montage est indépendant des conditions atmosphériques et des saisons, la pause hivernale n'étant pas nécessaire. La durée de construction réduite diminue aussi la durée d'interruption des activités en cas de modification de bâtiments existants.

Tolérances. Pour les bâtiments à ossature métallique, les écarts acceptables sur les dimensions des éléments de construction sont petits, ce qui permet un ajustage précis des éléments d'enveloppe et de second œuvre. Ces faibles tolérances sont possibles pour les raisons suivantes :

- petites tolérances de laminage des profilés utilisés,
- usinage et perçage effectués en atelier avec machines à commande numérique de grande précision,
- déformations calculées des éléments porteurs proches des déformations réelles,
- pas de déformations différées.

Ainsi, l'ossature métallique offre des conditions favorables pour le montage et la fixation des éléments de second œuvre, ainsi que pour l'esthétique (verticalité et planéité des façades) et l'exploitation (verticalité des cages d'ascenseur, horizontalité des planchers).

2.3.3 Utilisation future

Les grandes surfaces couvertes sans porteurs intermédiaires permettent de satisfaire à une multitude d'utilisations. De plus, la charpente métallique offre la possibilité supplémentaire d'être facilement transformable pour une «deuxième vie». Les interventions peuvent consister à :

- renforcer la structure porteuse pour supporter des charges supérieures à celles prévues lors de l'étude du projet,
- augmenter la portée en supprimant des poteaux et en renforçant les poutres et les assemblages (fig. 2.4(a)),

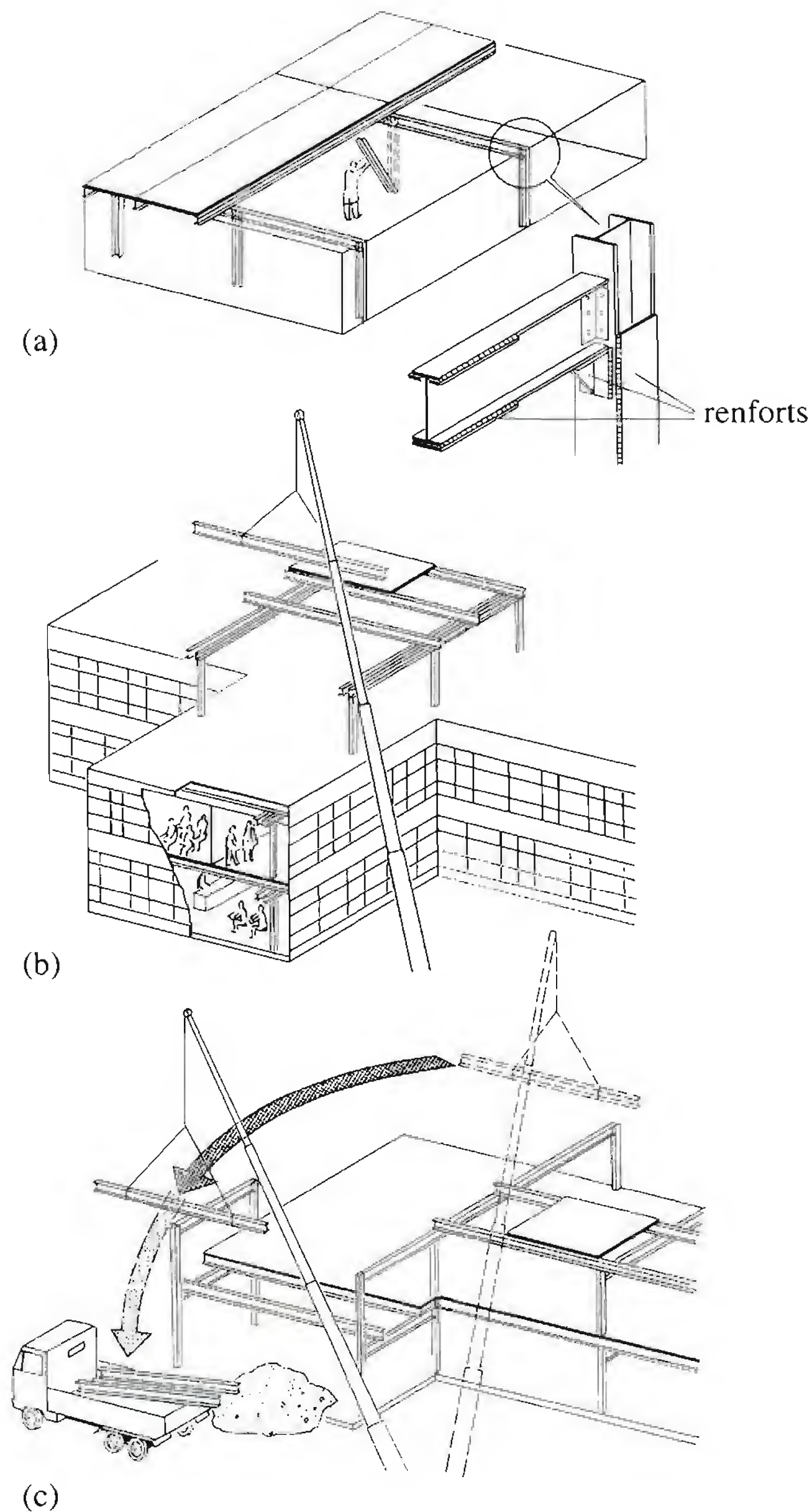


Fig. 2.4 Possibilités de modification d'une ossature métallique (dessins tirés de *Structure acier, Bâtiments à étages* [1.6]).

- augmenter le nombre d'étages (fig. 2.4(b)),
- modifier, ajouter des parties de bâtiment,
- démonter des parties de la construction (fig. 2.4(c)).

Sur les ossatures métalliques, ces opérations peuvent être exécutées facilement, à faible coût et sans entrave essentielle à l'utilisation du bâtiment existant.

En cas de démolition complète, les bâtiments métalliques peuvent être démontés rapidement, à peu de frais et sans nuisance. Les éléments peuvent être réutilisés ou tout au moins réintroduits dans le circuit des matériaux sous forme de ferraille. Une conception réaliste devrait toujours prévoir la démolition du bâtiment et tenir compte de cette fin d'utilisation dans le choix de la structure porteuse.

En milieu urbain, l'acier est souvent utilisé pour des interventions sur des bâtiments existants. En plus des renforcements, des modifications ou des adjonctions mentionnés ci-dessus, il s'agit la plupart du temps de restauration (remise dans l'état d'origine) ou de restructuration (adaptation des structures porteuses intérieures à une nouvelle utilisation). Ce genre d'opérations permet de faire l'inventaire de nombreuses utilisations possibles de l'acier, par exemple :

- maintien et consolidation des façades anciennes en maçonnerie par une ossature de profilés,
- renforcement des fondations par des micropieux ou des poteaux profondés en acier,
- remplacement des poteaux et des planchers anciens par des éléments mixtes antifeu,
- remplacement des circulations verticales par des éléments légers en tôle d'acier,
- remplacement de la couverture traditionnelle par la tôle d'acier inoxydable offrant l'aspect des anciennes toitures en zinc.

2.4 Critères de conception

Après avoir vu quelles étaient les qualités intrinsèques du matériau acier et d'une structure métallique, il faut se pencher sur les différents critères dont le choix, par le maître de l'ouvrage, l'architecte ou l'ingénieur, peut influencer la conception du projet et la réalisation de l'ouvrage. Certains critères sont liés à l'aptitude au service de la halle ou du bâtiment (utilisation des surfaces ou des volumes, fonctionnement, confort, etc.), alors que d'autres sont liés plus directement à la sécurité structurale de la charpente (capacité portante, résistance au feu, etc.). Enfin, les facteurs liés à l'économie de la construction et à l'impact sur l'environnement doivent être pris en compte durant toutes les phases de l'existence de l'ouvrage.

2.4.1 Nombre et position des points porteurs

Les charges verticales d'un bâtiment à ossature sont transmises aux fondations par les poteaux, métalliques ou mixtes, et dans certains cas par le noyau central. Les poteaux sont placés en général aux points d'intersection d'une trame rectangulaire ou carrée (fig. 2.5). Les trames rectangulaires correspondent bien aux caractéristiques des ossatures métalliques. Dans l'exemple de gauche de la figure 2.5(a), la structure est optimale si les solives ont des portées supérieures à celles des sommiers chargés par les solives. Il est aussi possible de rapprocher les poteaux de façade sous chaque solive et de supprimer le sommier de rive, ce qui permet souvent d'intégrer les poteaux à la structure secondaire de la façade (exemple de droite de la figure 2.5(a)). Les trames carrées permettent également de disposer les poutres en diagonales pour s'adapter aux formes extérieures de bâtiments non conventionnels (fig. 2.5(b)). En cas de plancher sans poutres métalliques, la trame est en général carrée; la dalle massive en béton transmet les charges directement aux poteaux, qui sont alors plus rapprochés, par l'intermédiaire de renforcements noyés dans le béton (têtes de poinçonnement par exemple).

Lors de la conception d'une halle ou d'un bâtiment à ossature métallique se pose la question de l'optimisation du nombre de points porteurs. L'espace d'exploitation devant être maximal (rendement spatial optimal), la tendance conceptuelle est donc de réduire au maximum l'emprise au sol due aux éléments verticaux de la structure. De plus, en multipliant le nombre de points porteurs, on augmente le poids total des éléments verticaux car les dimensions de ces derniers ne sont pas directement proportionnelles à la charge à laquelle ils sont soumis (phénomène de flambage).

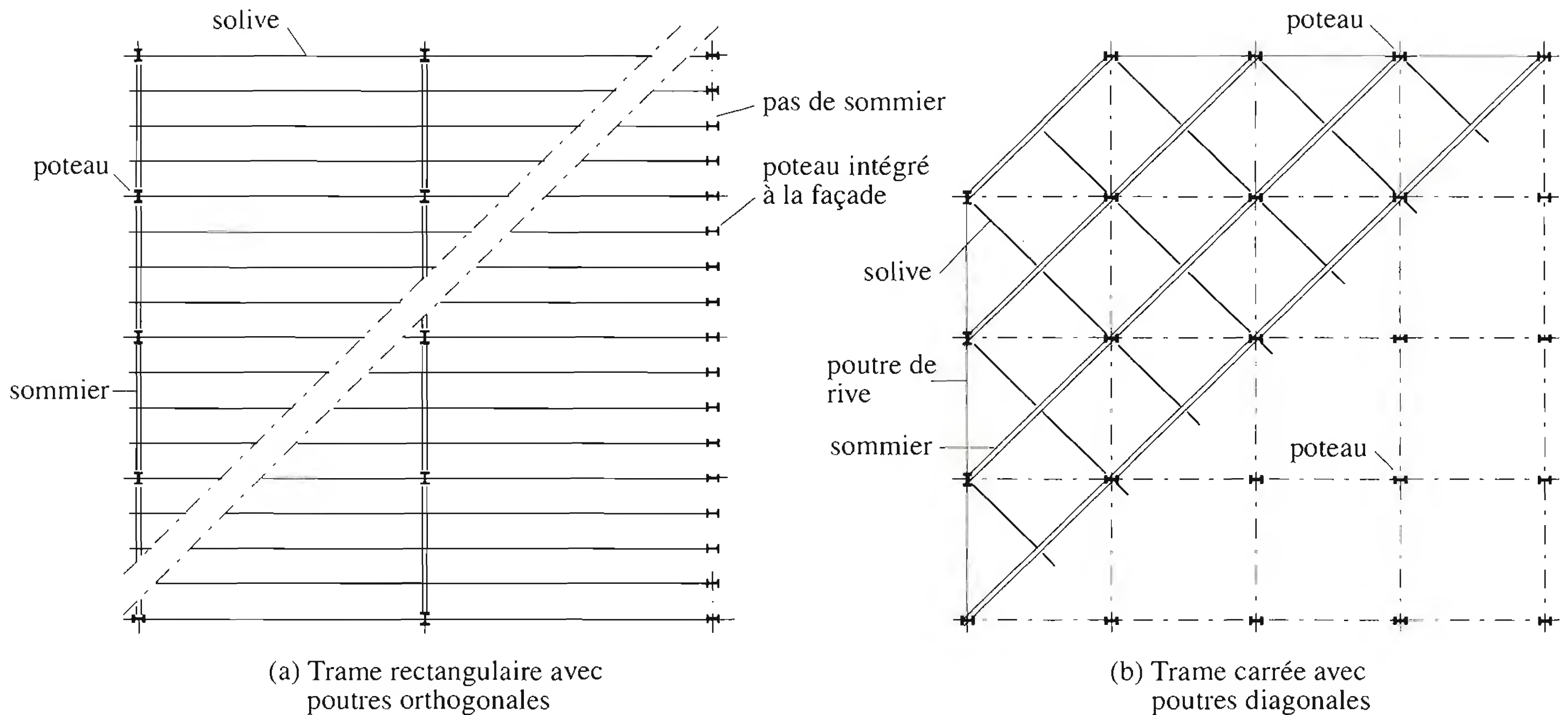


Fig. 2.5 Position des poteaux en cas de trame rectangulaire (a) et carrée (b).

Les deux raisons précédentes plaident donc pour la plus grande portée possible. Cependant, avec des portées importantes, les dimensions des poutres deviennent considérables, augmentant ainsi la consommation d'espace en hauteur, ce qui peut constituer un obstacle sérieux à la minimalisation du nombre de points porteurs. De plus, si la hauteur des éléments horizontaux augmente, la complexité des assemblages croît et l'utilisation de profilés standard n'est plus possible. Il s'ensuit une augmentation du coût final de l'ouvrage. Enfin, le genre de fondation et les caractéristiques géotechniques du sol ont une influence prépondérante sur le choix du nombre de points porteurs, donc sur le choix de la trame.

2.4.2 Hauteur de plancher à disposition

Le plancher constitue la séparation horizontale des étages. Sa hauteur (fig. 2.6), qui dépend de la portée, des charges, de son mode de construction et des conduites qu'il contient, influe sur la hauteur

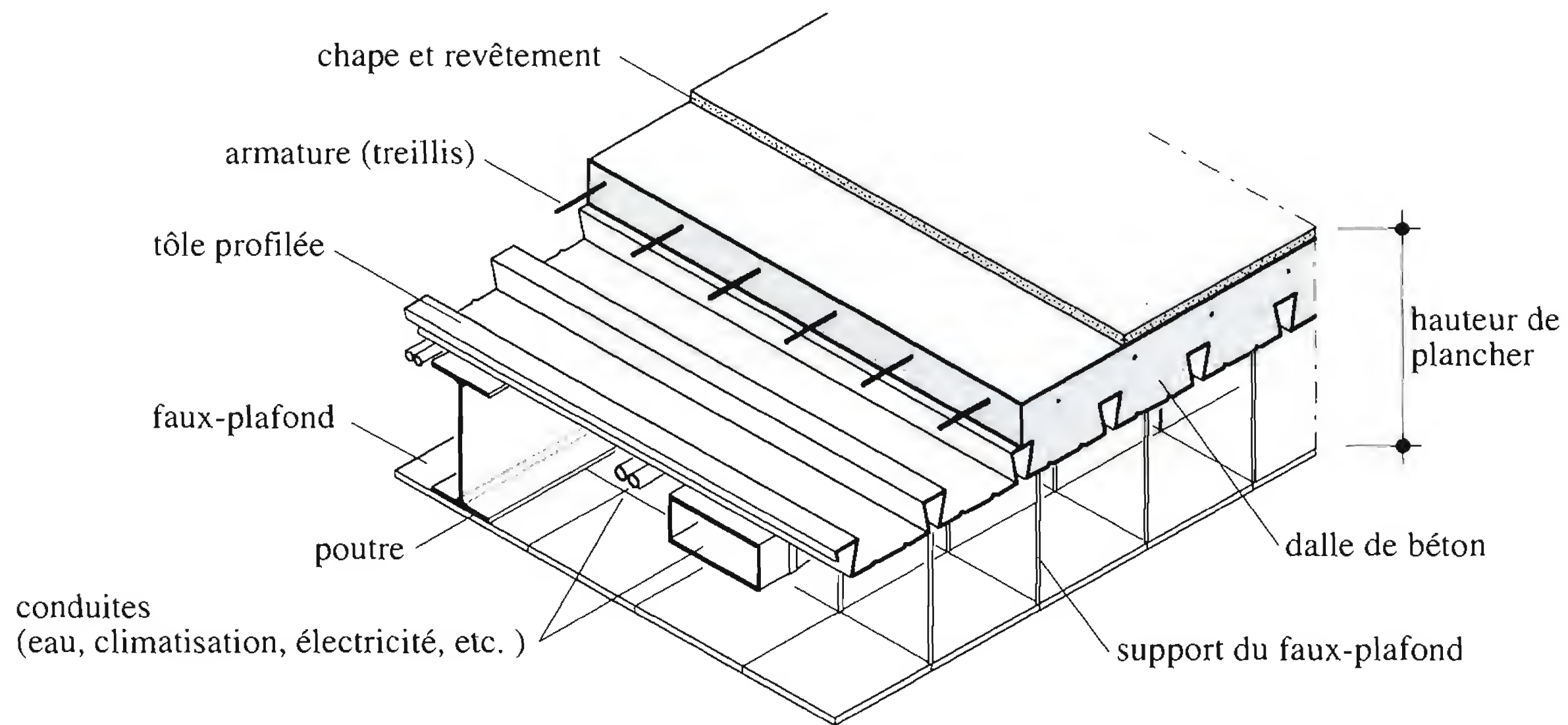


Fig. 2.6 Exemple de plancher de bâtiment.

La mise en place d'un joint de dilatation a de fortes incidences sur la conception de la structure. En effet, selon l'ampleur des déplacements attendus, il peut s'avérer nécessaire de dédoubler l'ossature porteuse ou de réaliser des appuis glissants. Le dédoublement de la structure augmente le nombre de points porteurs, modifie la trame et le système de stabilisation, ce qui provoque des coûts supplémentaires. La mise en place d'appuis glissants permet d'éviter certains problèmes mentionnés ci-dessus, mais peut en introduire d'autres sous forme d'efforts imposés.

La disposition des joints de dilatation doit donc être prévue dès les phases préliminaires de conception d'un projet. S'il s'agit de résoudre uniquement la question des déformations thermiques, le joint de dilatation peut être limité à la superstructure, alors que sous tassements d'appui différentiels, il doit être prolongé jusqu'à l'infrastructure. Enfin, il ne faut pas oublier que le prolongement des joints de dilatation jusqu'en façade peut avoir des répercussions non négligeables sur l'étanchéité du bâtiment et sur l'esthétique.

2.4.4 Système statique

Lors de la conception d'une structure, il convient toujours de garantir la stabilité globale de l'ouvrage. Deux systèmes structuraux permettent de satisfaire cette condition, comme on le verra aux chapitres 3 et 4 : les systèmes isostatiques et les systèmes hyperstatiques. La différence entre ces deux systèmes est fonction du nombre d'éléments structuraux, de la nature des liaisons et du nombre d'assemblages. On parle de structures isostatiques lorsque la suppression d'une liaison entraîne l'instabilité statique. A l'inverse, dans une structure hyperstatique où le nombre de liaisons est supérieur au nombre de degrés de liberté, l'instabilité ne peut pas se produire lors de la suppression d'une seule d'entre elles.

Actuellement, de nombreux ouvrages en construction métallique possèdent une structure hyperstatique permettant d'optimiser l'utilisation du matériau et d'accroître la sécurité de l'édifice face aux sollicitations extrêmes ou imprévues. Cependant, une ossature isostatique, dont la capacité de déformation est supérieure à celle d'une structure hyperstatique, peut absorber de légers déplacements relatifs (tels que ceux mentionnés au paragraphe 2.4.3) sans qu'il y ait altération de ses performances structurales. Le

choix du système statique va donc beaucoup dépendre de la nature du sol d'une part, et des différents types de situation de risque d'autre part (chap. 6).

2.4.5 Sections des profilés

Afin d'optimiser l'utilisation du matériau, le choix des profilés doit s'orienter vers des sections dont les caractéristiques répondent le mieux possible à leur rôle structural. Cela revient à choisir des sections qui minimisent les dimensions géométriques et maximisent la résistance et la rigidité liées à la fonction porteuse du profilé. En optant pour une telle conception, l'augmentation de volumes utiles à l'intérieur du bâtiment peut être substantielle. Citons l'exemple d'un élément porteur dont le seul rôle est le transfert des charges par flexion. Dans ce cas, il convient d'optimiser le rapport entre la capacité de résistance en flexion et la hauteur géométrique. Un profil creux rectangulaire est donc préférable à une section tubulaire circulaire, car pour un même module de résistance, la hauteur du premier élément est inférieure à celle du second.

L'adéquation entre les profilés et leurs assemblages doit également être intégrée dans le choix des sections. En effet, des éléments en profils fermés (circulaires ou carrés) imposent des détails de construction totalement différents de ceux envisageables avec des profilés ouverts (en I ou en H).

Dans le cas où la structure est visible, l'esthétique ne peut être négligée. En effet, le choix des sections influe fortement sur la perception spatiale. Le choix d'un type de *design* pour les sections doit donc être conforme aux volontés architecturales.

Enfin le choix des sections des profilés composant la structure primaire d'un ouvrage doit également tenir compte des interactions avec les éléments secondaires et tertiaires (réseaux techniques). En effet, les modes de fixation entre les profilés de la structure secondaire et ceux de l'ossature principale, ainsi que l'emplacement et le passage des gaines techniques dans les planchers ou dans les éléments verticaux peuvent conditionner le choix des sections. Un profilé en I ou en H permet une intégration des conduites techniques dans l'emprise de la section tout en gardant la possibilité d'entretien de ces dernières, ce qui n'est plus possible avec des éléments tubulaires. La figure 2.7 donne un exemple de solution pour le passage des canalisations verticales intégrées au poteau.

Le choix des sections doit se faire en considérant l'ensemble des facteurs mentionnés ci-dessus. Des connaissances interdisciplinaires sont donc indispensables. Une collaboration efficace et étroite entre l'architecte, l'ingénieur de la structure et les ingénieurs spécialistes de la technique du bâtiment doit exister lors du choix des sections et intervenir dans les phases initiales de la conception du projet.

2.4.6 Assemblages

En construction métallique, où les ossatures s'organisent en squelettes, la conception des assemblages est importante. L'élaboration d'un assemblage doit prendre en compte les trois fonctions suivantes :

- transmettre les efforts entre les différents éléments structuraux,
- correspondre au type de liaison voulue (encastrement, articulation, etc.),
- assurer l'esthétique de l'ouvrage.

De plus, le choix d'un type d'assemblage doit être en accord avec les sections des profilés composant la structure. L'interaction ossature-assemblage ne pouvant être négligée, la conception des assemblages

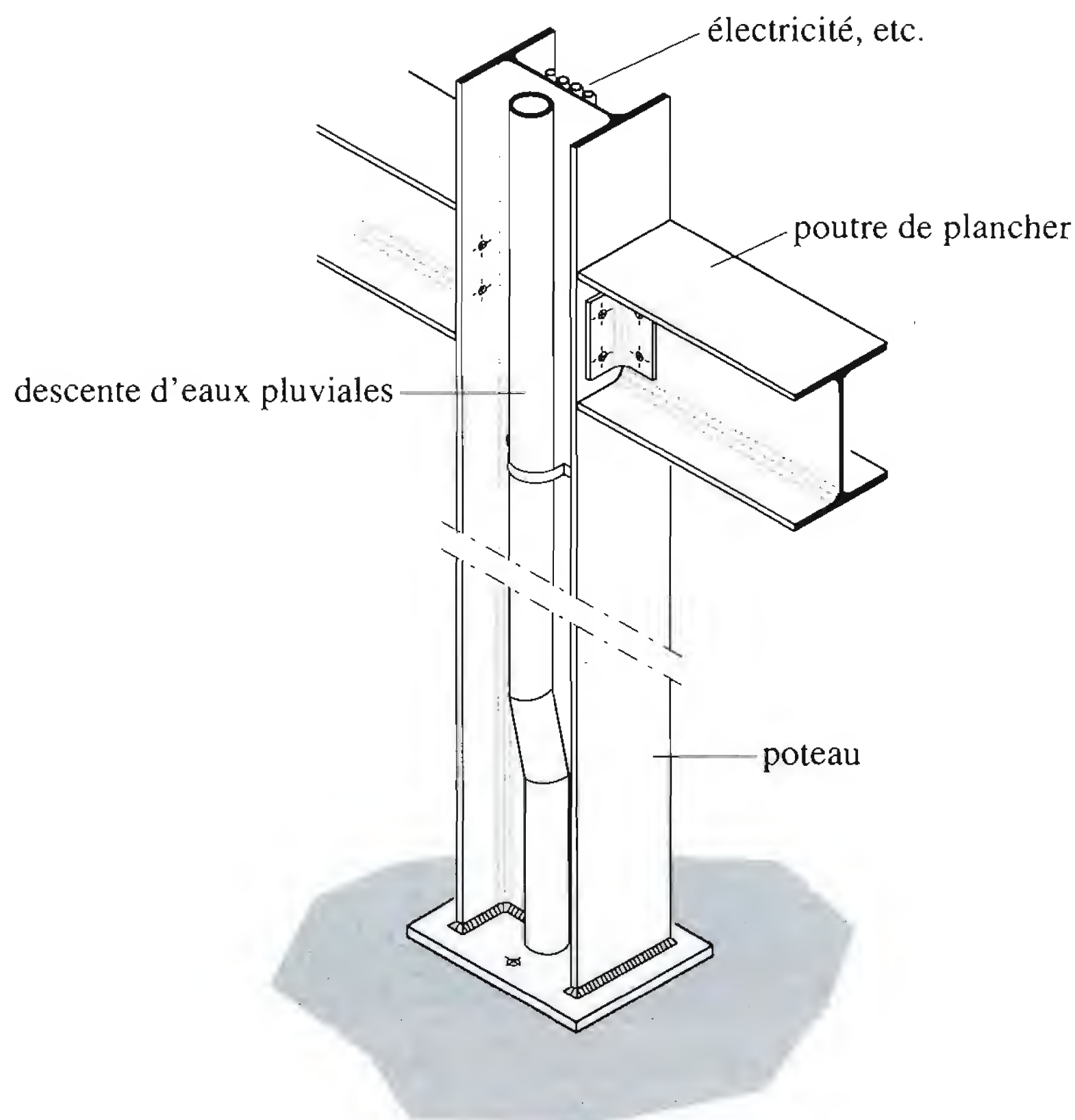


Fig. 2.7 Passage de canalisations intégrées au poteau.

doit donc être intégrée dans les phases préliminaires de l'élaboration du projet. On doit garder à l'esprit le fait que le prix d'une ossature est constitué majoritairement par le coût de la main-d'œuvre et que le temps nécessaire à la fabrication des différents composants dépend essentiellement de la complexité des assemblages. Enfin les techniques nouvelles de fabrication (moulage, forgeage, usinage) des assemblages étant nombreuses, le concepteur doit faire preuve d'inventivité et non simplement utiliser des solutions standard dans des situations inadaptées au problème posé.

2.4.7 Stabilisation de l'ossature

Toutes les structures doivent être stabilisées contre les effets des charges horizontales, en particulier le vent et les séismes dans le cas des bâtiments. Cette stabilisation s'effectue par un système de contreventements, dont les fonctions sont de transmettre les efforts horizontaux aux fondations et de limiter les déformations latérales du bâtiment. Il existe plusieurs systèmes pour contreventer une ossature :

- par une structure en forme de cadres-portiques,
- par des contreventements en treillis verticaux (fig. 2.8),
- par des murs de refend en béton armé ou des diaphragmes métalliques.

Ces systèmes sont en général combinés entre eux ou avec un noyau central. Le choix du système de contreventements peut avoir une influence sur :

- les matériaux de construction envisageables pour sa réalisation ;
- l'utilisation du bâtiment : éléments entravant la libre circulation (surtout les cloisons massives) et la division de l'espace ;



Fig. 2.8 Stabilisation par treillis de façade (logements à Moutiers (F), arch. atelier Sloan, 1992 [1.12]).

- le coût, en particulier celui des noyaux centraux de bâtiments élevés ;
- l'aspect extérieur: les croix de St-André disposées en façade de grands bâtiments élevés confèrent à l'immeuble un aspect particulier ;
- le déroulement des travaux: la stabilisation de la structure doit être réalisée au fur et à mesure du montage; le noyau central en béton joue en général ce rôle, mais il constitue aussi un corps étranger pour la charpente: en effet, le montage ne commence, en général, qu'après l'achèvement complet de ce noyau, à cause du démontage du coffrage glissant.

2.4.8 Montage et transport

L'influence du montage et du transport sur la conception d'un ouvrage est importante. Parmi les différents paramètres de conception liés au montage on peut citer:

- les procédés de montage,
- les assemblages,
- le poids des éléments et leur encombrement,
- la puissance des moyens de levage disponibles,
- le sens du montage,
- l'emplacement des éléments provisoires,
- la stabilité évolutive de l'ouvrage au cours de son montage,
- la précision du montage.

De la même façon, on ne saurait concevoir une ossature sans se poser les questions relatives aux possibilités d'acheminement sur chantier des différents composants préfabriqués en atelier. Comme

mentionné auparavant, l'acier permet de réaliser des éléments de très grande portée. Ce sont généralement les contraintes de transport qui déterminent l'encombrement et le poids maximal d'une pièce. Parmi ces contraintes, citons la capacité des véhicules et surtout les conditions d'accès au chantier (largeur des routes, hauteur libre sous les ponts, etc.). Si, dans le prix d'une charpente métallique, le coût du transport ne représente qu'une faible part dans les cas courants, cette proportion peut s'inverser lorsque l'on a recours à des transports spéciaux. Ainsi, lors de la conception d'un ouvrage comportant de grands éléments, l'ingénieur doit trouver une solution économique optimale entre la dimension des pièces à transporter et le nombre de joints de montage. Il est cependant possible, dans certains cas, que les moyens de montage et de transport doivent s'adapter à l'ouvrage en construction et non l'inverse.

2.4.9 Éléments de second œuvre et circulations intérieures

Les *éléments de second œuvre* d'un bâtiment sont constitués principalement par son enveloppe, soit la toiture (y compris l'éclairage zénithal) et les éléments de façade (y compris les portes et les fenêtres). Dans les bâtiments à ossature, ces éléments sont par définition non porteurs et constituent des parties d'ouvrage indépendantes fixées sur la structure. Ils sont souvent choisis sur la base de critères architecturaux, tout en devant satisfaire les exigences posées en matière d'isolation thermique et phonique.

En ce qui concerne l'isolation phonique de ces éléments de second œuvre (résistance à la transmission des bruits de l'extérieur vers l'intérieur ou réciproquement), on prétend parfois qu'elle est moins bonne dans les bâtiments en acier que dans les bâtiments constitués d'autres matériaux. C'est faux puisque les propriétés acoustiques d'un ouvrage dépendent presque exclusivement des propriétés isolantes des éléments de fermeture et non des caractéristiques de la structure porteuse.

Les éléments de façade ou de toiture composant l'enveloppe sont généralement des produits standard dont les dimensions sont fixées par les fabricants. Les panneaux sandwichs ainsi que les plaques d'isolation thermique sont des exemples de composants d'enveloppe dont les dimensions sont standardisées. Cette normalisation dimensionnelle des éléments d'enveloppe a une forte incidence sur le choix de la trame des composants structuraux secondaires (filères, pannes), donc sur la trame de l'ossature primaire (§ 2.4.1). Ces éléments jouent donc, au travers de leurs dimensions, de leur construction et de leur fixation, un rôle important sur la conception de la structure porteuse. L'interaction entre l'enveloppe et la structure primaire d'un ouvrage ne peut donc pas être ignorée du concepteur.

Les *circulations intérieures* sont constituées par l'ensemble des circulations verticales et horizontales liées au fonctionnement d'un bâtiment. Leur prise en compte dès les phases préliminaires de la conception est indispensable à la réussite d'un projet.

Circulations verticales. On entend par là tous les équipements de transport vertical des personnes et des charges (escalier (fig. 2.9), escalier roulant, ascenseur, monte-charge, etc.) ainsi que les conduites de transport des fluides et de l'énergie (eau, gaz, électricité, ventilation, téléphone, informatique, etc.). Les parois de ces gaines peuvent être en béton armé et assurer une partie de la stabilisation du bâtiment (noyau central). Si la stabilisation est assurée par des contreventements métalliques, il suffit de pratiquer de simples ouvertures dans les planchers pour le passage des circulations verticales; les volées d'escalier seront placées entre les solives, les ascenseurs pourront être visibles, les conduites techniques seront entourées de cloisons légères antifeu posées sur les dalles d'étage. Quel que soit le choix pratiqué, la conception de la structure sera donc influencée par ces circulations.

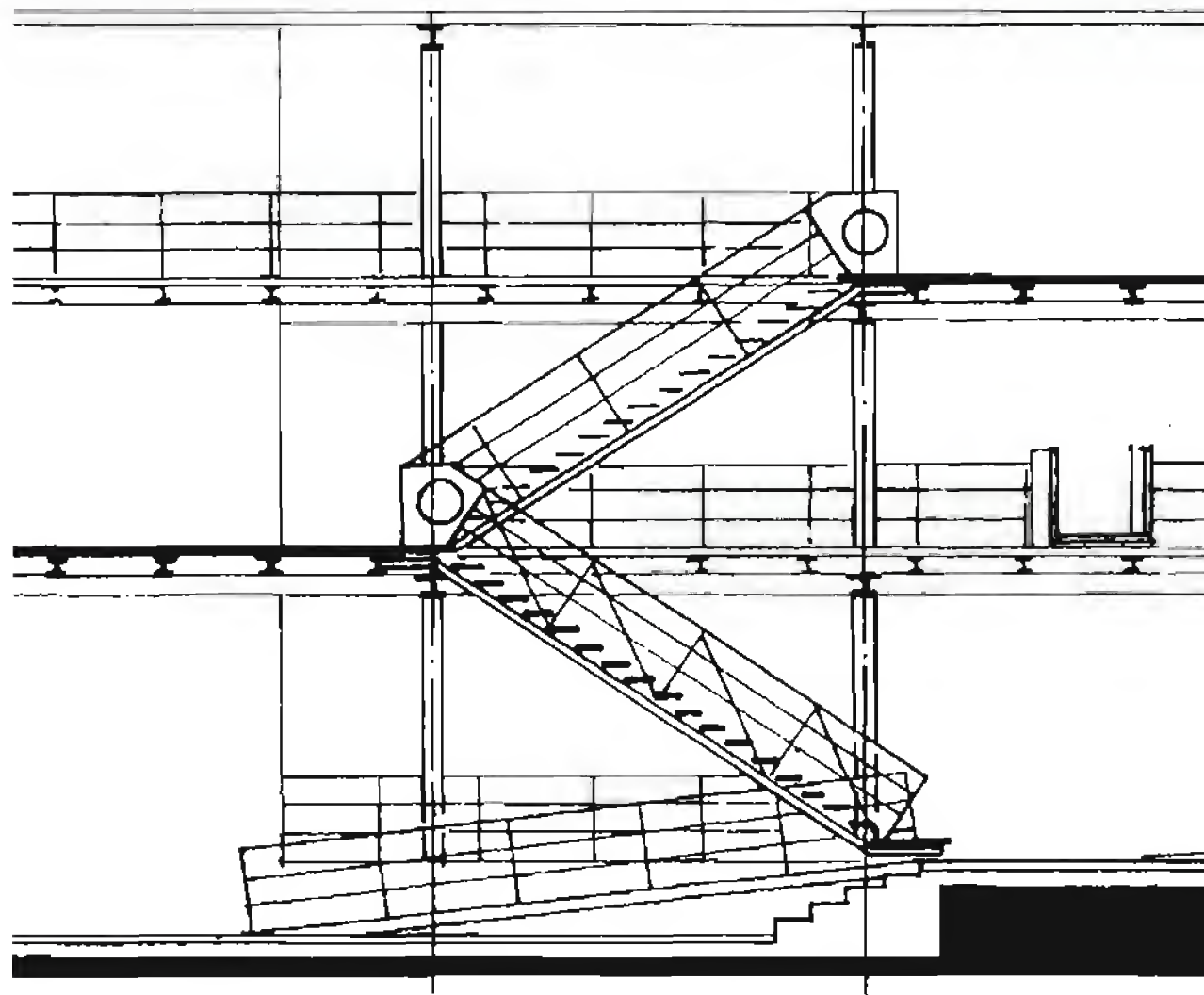


Fig. 2.9 Exemple d'escalier (Buchhandlung Gess, Konstanz, arch. H. Schaudt, 1991 [2.5]).

Circulations horizontales. De même que la circulation des personnes à l'intérieur d'un bâtiment nécessite des ouvertures (portes) dans les cloisons intérieures, la circulation des fluides nécessite le passage des conduites dans les planchers (fig. 2.6). Le choix de ces circulations ne peut être fait sans considérer l'interaction avec la structure primaire de l'ouvrage. De nos jours, l'équipement technique représente pour les bâtiments à étages un coût très important. Il est donc primordial de bien étudier le cheminement des conduites à partir des circulations verticales jusqu'aux points de distribution.

Ces points sont généralement situés dans les planchers ou les plafonds et la charpente métallique offre à cet égard un grand espace disponible. Ces conduites peuvent passer entre les poutres, au travers des poutres à treillis ou ajourées ou à travers des ouvertures pratiquées spécialement dans les âmes des profilés. Si le plancher comporte un réseau de poutres superposées (solives sur sommiers), on peut aussi disposer deux niveaux de conduites, ce qui facilite les croisements.

2.5 Protection contre l'incendie

L'incendie fait partie des situations de risque (action accidentelle) auxquelles les bâtiments peuvent être exposés pendant leur durée de service. La protection des occupants constitue l'un des critères importants pouvant influencer la conception du projet et la réalisation de l'ouvrage [2.6] [2.7] [2.8] [2.9].

2.5.1 Objectifs et mesures de protection

La protection contre l'incendie a pour objectifs fondamentaux :

- d'éviter les pertes en vies humaines,
- de réduire les pertes matérielles ou financières,
- de limiter les atteintes à l'environnement.

Pour répondre à ces objectifs, l'auteur du projet doit prendre cette protection en considération dès la conception de l'ouvrage. Pour ce faire, il dispose d'un ensemble de mesures de protection telles que les moyens de détection et d'extinction, le compartimentage du bâtiment, le choix des matériaux de second œuvre et, si nécessaire, la protection des parties métalliques elles-mêmes.

Les mesures de protection contre l'incendie sont exigées pour tous les bâtiments, quel que soit le matériau de la structure porteuse. Elles peuvent paraître importantes pour les structures métalliques, car l'acier, bien que matériau incombustible, voit ses caractéristiques mécaniques s'amoinrir lorsque la température augmente (§ 2.2.2). La mesure de protection la plus efficace consiste cependant en une bonne conception de la sécurité incendie du bâtiment, compromis de mesures de protection qui permet d'atteindre les objectifs fixés par le maître d'ouvrage, les services officiels de sécurité incendie et par l'auteur du projet. Avant de parler de cette conception, il est cependant nécessaire de rappeler la notion de *résistance au feu*.

2.5.2 Résistance au feu

Lors du développement d'un incendie, la température due à la combustion des matériaux inflammables contenus dans un compartiment du bâtiment provoque l'échauffement des éléments porteurs. Ces éléments vont être capables de résister à ces températures élevées pendant une période limitée qui s'appelle la *résistance au feu* (durée en minutes). Cette durée est le plus souvent déterminée par le critère de portance (résistance et déformation encore acceptables). Elle peut être obtenue soit expérimentalement, soit au moyen d'une approche théorique, soit encore par analogie avec un élément jugé équivalent dont on connaît déjà la résistance au feu. Une évaluation théorique de la résistance au feu doit être basée sur deux notions fondamentales :

- la *température critique* de l'élément considéré (température à laquelle l'effondrement se produit),
- le temps d'échauffement nécessaire pour atteindre cette température critique.

L'effondrement d'éléments porteurs en acier, survenant après augmentation de température, peut être provoqué par trois causes :

- perte de rigidité (diminution du module d'élasticité E),
- perte de résistance (diminution de la limite d'élasticité f_y),
- dilatation.

La *perte de rigidité* diminue la marge de sécurité par rapport à une ruine par instabilité de la structure et engendre des déformations excessives. La *perte de résistance* dépend du système statique, de la température critique, de la nuance d'acier, du taux de contraintes, des conditions de liaison (assemblages) et du type de profil. A titre d'exemple, la température critique, en cas d'acier doux (S235 ou S355), se situe aux environs de 470°C pour les poutres ou les poteaux isostatiques et aux alentours de 550°C pour les poutres hyperstatiques. La *dilatation*, lorsqu'elle est empêchée par les éléments voisins de la structure, engendre des efforts qui doivent être pris en considération dans les calculs, notamment pour la stabilité des pièces comprimées.

Toute structure peut atteindre certains niveaux de résistance au feu selon les matériaux utilisés, les taux de charge appliqués, les types d'assemblage choisis, l'interaction entre les éléments de structure et les autres éléments de construction et selon la disposition des éléments structuraux à l'intérieur ou à l'extérieur du volume construit. Les structures en béton assurent des résistances au feu de 60 à 90 minutes sans autre protection. Les structures métalliques non protégées atteignent des valeurs de résistance

au feu de 15 minutes, éventuellement 30 à 45 minutes pour certains cas particuliers; elles nécessitent souvent une protection adéquate contre l'incendie. Les sections de bois massives permettent – par la formation d'une couche de carbonisation – d'atteindre des résistances au feu de 30 à 60 minutes. Toutefois, le bois peut créer un danger accru de propagation d'incendie.

2.5.3 Conception de la sécurité incendie

Les mesures de protection à appliquer dans le cadre d'une conception de la sécurité incendie d'un bâtiment sont de trois types (construction, organisation et technique), donnant lieu à trois concepts de la protection contre l'incendie:

- le concept structural,
- le concept de surveillance,
- le concept d'extinction automatique.

Concept structural. Un compartimentage du bâtiment est créé par les planchers et les cloisons, ce qui limite l'incendie à une zone précise appelée compartiment (fig. 2.10). La résistance au feu requise des éléments de la structure constituant le compartiment où le feu est né est donnée par la nécessité d'empêcher le feu de se propager aux compartiments adjacents. Elle est généralement exprimée en multiples de 30 minutes, par exemple F30, F60, F90. Un tel concept peut être adopté lorsque l'utilisation normale de l'immeuble prévoit déjà un compartimentage des locaux. Il exige une étude soignée des détails de construction et des circulations intérieures pour éviter la propagation du feu entre les compartiments.

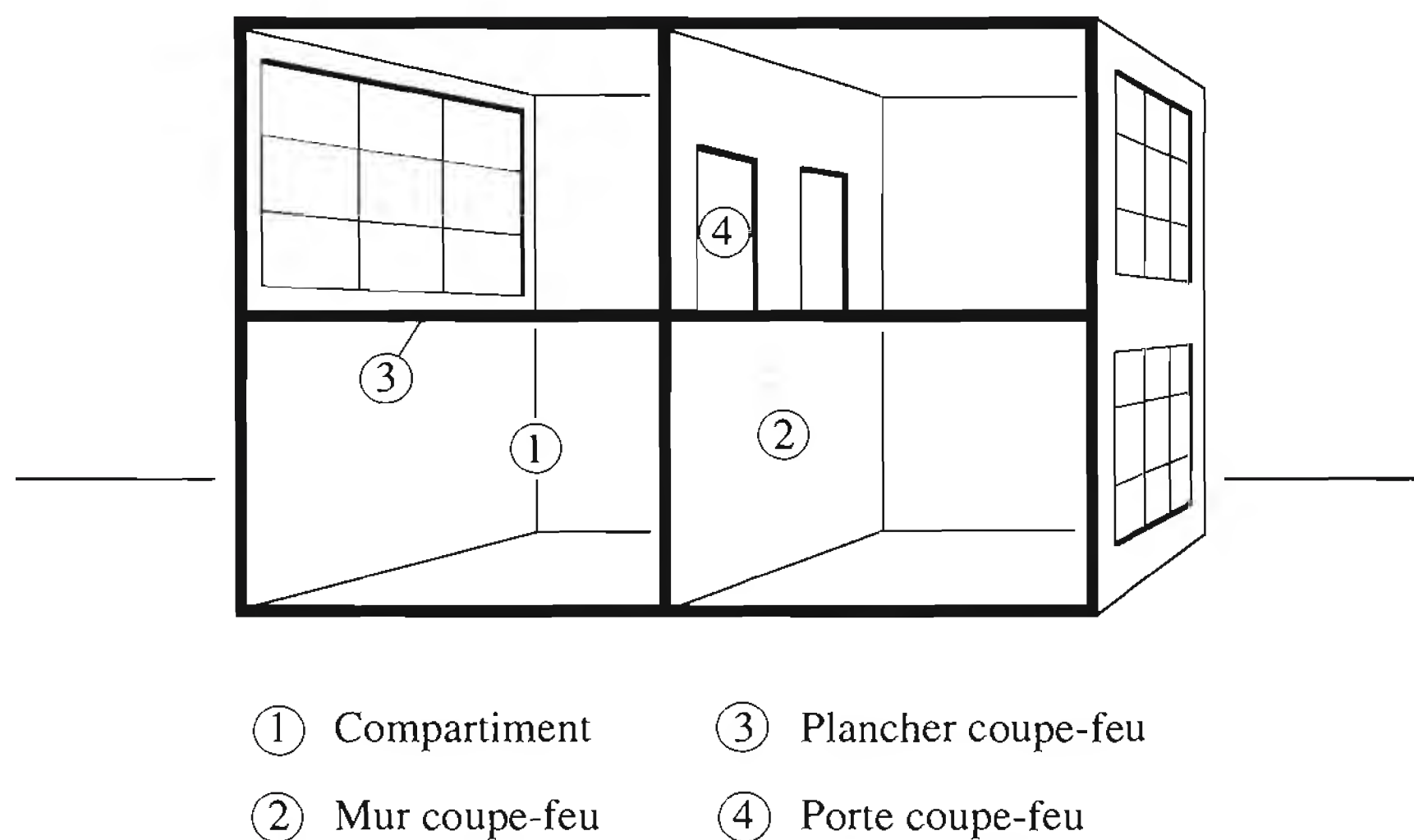


Fig. 2.10 Le concept structural : exemple de compartimentage d'un bâtiment.

Concept de surveillance. Le concept de surveillance utilise des systèmes automatiques de détection et de transmission d'alarme vers un service d'intervention adéquat (fig. 2.11). L'intervention doit être rapide et organisée pour éviter le danger d'embrasement généralisé (saut de feu), dont la température est approximativement de 300°C. Ce concept s'adapte particulièrement bien lorsque l'utilisation normale du bâtiment ne prévoit pas de compartimentage et que la charge incendie (faible à moyenne) provoque une lente évolution de l'incendie.

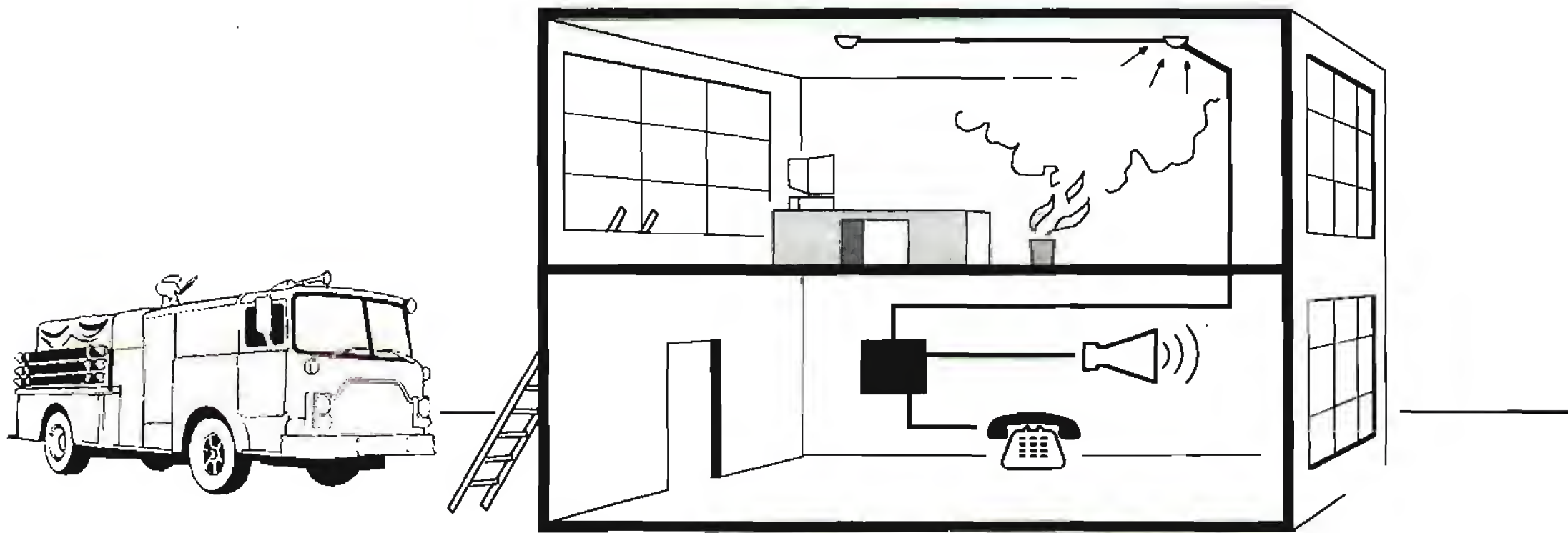


Fig. 2.11 Le concept de surveillance: détection, alarme et intervention.

Concept d'extinction automatique. Ce concept est basé sur des systèmes d'extinction fonctionnant automatiquement comme les gicleurs (*sprinklers*, fig 2.12) ou les systèmes à CO₂, avec une transmission automatique de l'alarme aux services d'intervention et à l'exploitant. Un tel concept d'extinction associé à une résistance au feu limitée est utilisé principalement lorsque les charges incendie sont élevées. Il offre aussi la possibilité de laisser visibles les éléments de la structure porteuse (aspect architectural).

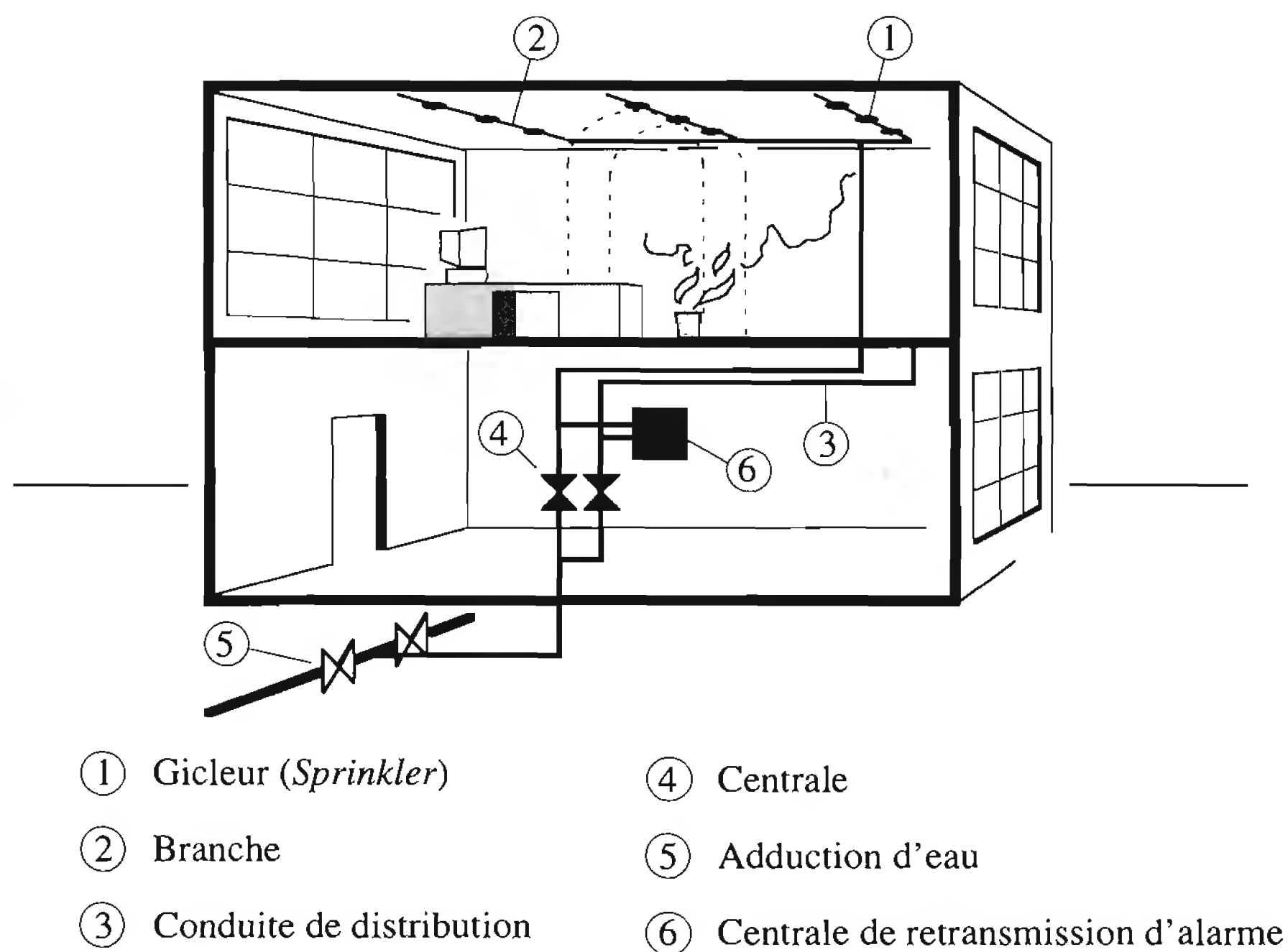


Fig. 2.12 Le concept d'extinction: schéma d'une installation *sprinkler*.

2.5.4 Conclusion

La problématique de l'incendie ne doit pas être traitée une fois l'étude du projet réalisée mais doit être intégrée dès la conception du bâtiment. L'auteur du projet s'attachera donc dès les premières esquisses à:

- limiter la charge calorifique associée au plan d'utilisation,
- limiter l'étendue de l'incendie (compartimentage),
- augmenter la ventilation afin d'accroître les dissipations de chaleur,
- créer des ossatures suffisamment redondantes afin que la perte d'éléments dans la zone sinistrée n'entraîne pas de rupture de la structure dans son ensemble,
- choisir des éléments en acier dont la température critique est supérieure à la normale.

Avec une telle approche, la protection directe de la charpente métallique (enrobages, peintures intumescentes, etc.) n'est pas prépondérante.

2.6 Protection contre la corrosion

La protection contre la corrosion constitue un objet d'étude incontournable dans la réalisation d'un ouvrage en charpente métallique [2.10]. Les composants en acier ordinaire, contrairement à ceux constitués d'autres matériaux de construction, ne comportent que rarement des surfaces laissées à l'état brut (exception faite des ouvrages provisoires). Pour garantir la durabilité et par la même occasion pour améliorer l'aspect de la surface des structures en acier, les architectes et les ingénieurs optent souvent pour un système alliant protection et couleur.

2.6.1 Choix du système de protection

De manière générale, les paramètres essentiels à considérer pour le choix d'un système de protection sont les suivants :

- structure protégée ou exposée aux intempéries,
- agressivité du milieu (pollution de l'air, pluies acides),
- durée de service prévue (ouvrages provisoires ou définitifs),
- entretien (facilité d'accès),
- aspect, esthétique (structure visible, valeur architecturale),
- coût.

La protection contre la corrosion d'une charpente métallique peut être obtenue soit par un revêtement anticorrosion, soit par l'emploi d'acier patinable ou d'acier inoxydable. Les deux derniers types de protection ayant été abordés au paragraphe 2.2.3, c'est le premier type de protection que nous traitons dans cette section.

2.6.2 Protection par revêtements

Il existe une très grande variété de techniques et de produits visant à assurer la protection des surfaces des éléments en acier (voir la publication SZS B3). Il n'est pas possible d'en dresser ici une liste exhaustive et nous nous limitons à la présentation de quelques concepts fondamentaux. Sans entrer dans les détails, on peut classer en deux catégories les procédés de protection de surface des charpentes métalliques. Ces deux catégories, qui peuvent conduire à deux conceptions très différentes des détails de construction et parfois même de la structure porteuse, sont les suivantes :

- les revêtements protecteurs appliqués par peinture,
- les revêtements protecteurs appliqués par trempage (zingage à chaud).

Une brève description de ces deux techniques permet de comprendre les incidences qu'elles ont sur les différentes phases de la réalisation d'une charpente métallique.

Peinture

Le traitement débute par une phase de nettoyage (décapage par projection) des éléments de charpente. En effet, l'adhérence de la couche de fond n'est garantie que par une application sur une surface propre exempte de calamine, de rouille ou de traces de graisse. Cette phase porte le nom de grenaillage lorsqu'il s'agit de projection de billes d'acier (opération souvent automatisée en atelier), ou de sablage lorsqu'il s'agit de projection de particules minérales fortement abrasives (opération généralement manuelle adaptée aux travaux d'entretien sur chantier). Suite à ce prétraitement, les couches de revêtement sont appliquées par giclage au moyen d'un pistolet (procédé manuel) ou au travers d'un tunnel de peinture (procédé automatique). Les revêtements usuels sont composés d'une couche de fond, simple ou multiple, qui sert de protection contre la corrosion (d'où son ancienne appellation de peinture antirouille) et de liaison avec la couche de finition. Celle-ci, simple ou multiple également, appliquée en usine ou sur le chantier après le montage, donne au revêtement les propriétés demandées, soit l'étanchéité, la teinte, la brillance, la texture et la résistance aux influences extérieures.

Ce procédé de protection est peu influencé par la taille des éléments. Par contre, les détails de construction doivent être conçus de façon à ce que chaque endroit exposé à l'air ambiant puisse être traité correctement. Des éléments tels que les poutres étré sillonnées ou jumelées ou certaines poutres composées sont mal adaptés à ce traitement. Les éléments tels que les tubes ou les profilés caissonnés devront obligatoirement comporter des plaques d'extrémité qui assurent que le volume intérieur, non revêtu, est hermétiquement fermé. La publication SZS B3 fournit des renseignements utiles sur les produits de revêtement et leurs domaines d'application et constitue une bonne marche à suivre pour le choix d'une solution adéquate.

Zingage à chaud

Ce traitement, qui ne peut être appliqué qu'en zinguerie, débute par un décapage chimique effectué par trempage des pièces de charpente dans un bain d'acide. Le revêtement métallique est ensuite appliqué par immersion complète de l'élément dans un bain de zinc en fusion. Ce revêtement métallique constitue la protection de l'acier contre la corrosion. Selon la durée de protection et l'aspect souhaités, une couche de finition appliquée par peinture peut parachever le traitement (système duplex).

Ce procédé permet de traiter des endroits difficiles d'accès, mais rencontre cependant une contrainte dans la dimension des bains limitant ainsi la taille des pièces pouvant être traitées. Une autre contrainte provient du fait que tout façonnage et soudage des pièces après zingage à chaud n'est plus possible sans nécessiter un nouveau traitement complet de la pièce. Ce procédé implique donc des joints de montage exclusivement boulonnés. La norme suisse SN 237 240 «Protection contre la corrosion par zingage à chaud de pièces façonnées – Exigences et contrôles» [2.11] fournit des règles utiles pour une bonne exécution de la protection par ce procédé.

2.6.3 Conception des détails

Que l'on choisisse un revêtement par peinture ou par zingage à chaud, une amélioration importante de la protection contre la corrosion peut être obtenue en observant certaines règles de conception. L'application de ce principe est illustrée à la figure 2.13, dans laquelle, pour chaque exemple de détail, est proposée une solution d'amélioration [2.10] qui permet de limiter la formation et le développement de la corrosion.

Disposition des profilés. Pour faciliter la mise en œuvre, l'inspection et l'entretien des revêtements, il faut éviter de placer des profilés dos à dos ou de façon trop rapprochée et plutôt maintenir un espace suffisant entre les profils pour pouvoir accéder à toutes les surfaces des éléments à revêtir.

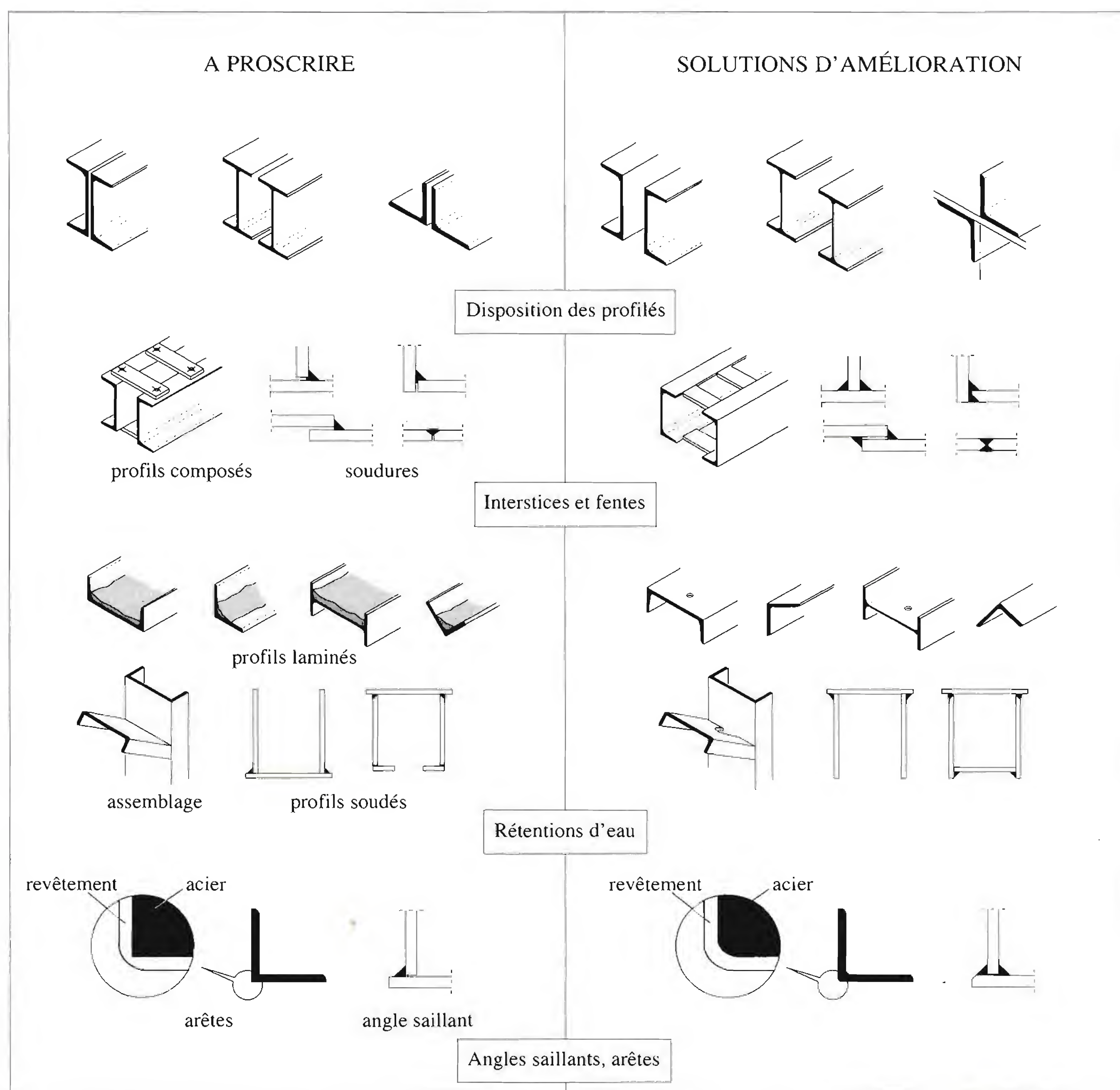


Fig. 2.13 Solutions d'amélioration de la protection contre la corrosion des détails de construction.

Interstices et fentes. Si l'ossature est exposée aux intempéries, les profils composés boulonnés sont déconseillés et doivent être remplacés par des profils composés soudés dont la soudure empêche la pénétration d'eau. Il est impératif que les soudures soient continues, car les pièces comportant un soudage par points ou unilatéral ne peuvent pas être traitées correctement même par un zingage à chaud.

Rétention d'eau. De façon générale, il faut s'assurer que l'eau puisse librement s'écouler et être évacuée sans rétention. A cet égard, la disposition des éléments dans l'espace joue un grand rôle. Lorsqu'il n'est pas possible de disposer les profils ou les détails d'assemblage de façon favorable, il faut prévoir des trous de drainage ou des bords d'écoulement permettant l'évacuation naturelle de l'eau.

Angles, arêtes. Les angles saillants et les arêtes vives sont à proscrire, car ils constituent des points faibles, surtout en cas de zingage à chaud; en effet, il manque à ces endroits une bonne adhérence et une épaisseur de revêtement suffisante. Il est absolument nécessaire de *casser* l'angle ou l'arête de façon à garantir une bonne protection contre la corrosion.

Contact entre matériaux différents (*effet pile*)

Si deux matériaux métalliques comme l'aluminium et l'acier doivent être assemblés, il faut se prémunir contre l'éventualité d'un *effet pile*. Pour cela, il faut disposer un isolant efficace à l'interface entre les deux matériaux (fig. 2.14). En ce qui concerne le cuivre, son emploi est absolument interdit avec des éléments de charpente métallique revêtus par des couches à base de poudre de zinc ou par zingage à chaud.

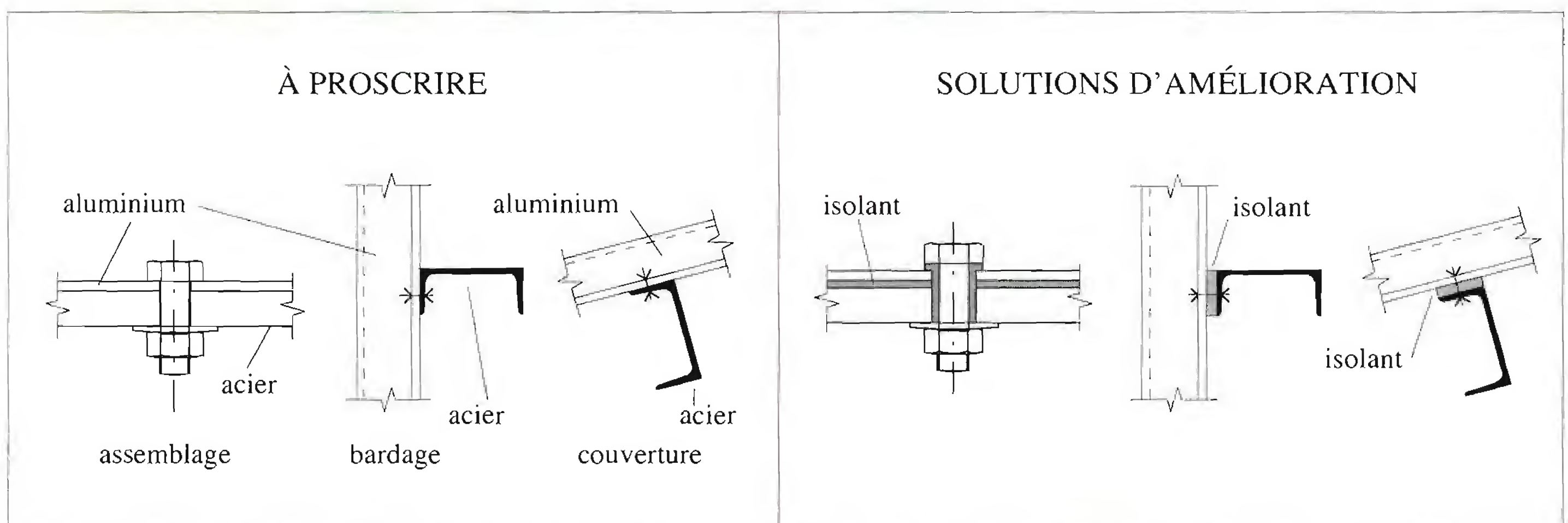


Fig. 2.14 Contact entre matériaux différents.

2.6.4 Conclusion

La protection contre la corrosion est un élément important dans la conception d'une structure métallique. Si les cas particuliers nécessitent la collaboration de spécialistes, les cas courants peuvent être résolus en considérant le problème sous les trois aspects de la connaissance du milieu (agressivité), de la durée de service prévue et de l'exécution soignée des détails.

Références

- [2.1] OTUA, *Ingénierie du feu appliquée aux structures en acier – Evolutions internationales*. Office technique pour l'utilisation de l'acier (OTUA), n° 19.021, Paris La Défense, 1996.
- [2.2] SZS, Aciers de construction résistant à la corrosion atmosphérique, un guide pour leur utilisation. Revue *Construire en acier* N° 22-23, Centre suisse de la construction métallique (SZS), Zurich, 1972, pp. 132-150.
- [2.3] COLIN, M., *La corrosion des métaux*. Documentation SIA D 013, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1987, pp. 13-20.
- [2.4] SZS, Halle de fret, Genève-Cointrin. Revue *Construire en acier* N° 15, Centre suisse de la construction métallique (SZS), Zurich, 1988, pp. 163-168.
- [2.5] SZS, Buchhandlung Gess, Konstanz. Revue *Construire en acier* N° 5/91, Centre suisse de la construction métallique (SZS), Zurich, 1991, pp. 27-32.
- [2.6] EUROFER, *L'acier et la sécurité au feu – Une approche globale*. Comité Promotion de l'Acier d'Eurofer, Bruxelles, 1993.
- [2.7] SIA, *Evaluation du risque d'incendie – Méthode de calcul*. Documentation SIA 81, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1984.
- [2.8] SIA, *La résistance au feu des parties de construction métallique – Méthode de calcul pour la classification*. Documentation SIA 82, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1985.
- [2.9] SIA, *Protection incendie – Journée d'information*. Documentation SIA 93, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1985.
- [2.10] OTUA, *Durabilité des constructions en acier – Protection des constructions en acier contre la corrosion atmosphérique*. Office technique pour l'utilisation de l'acier (OTUA), n° 19.015, Paris La Défense, 1982.
- [2.11] SN 237 240, *Protection contre la corrosion par zingage à chaud de pièces façonnées – Exigences et contrôles*. SNV, Association suisse de normalisation, Zurich, 1987.

3 Systèmes porteurs des halles



3.1 Introduction

Le *système porteur* d'une halle en charpente métallique est constitué par l'assemblage d'éléments en forme de barres profilées ou de produits plats. Cette ossature a pour fonction première de supporter les charges et actions agissant sur la halle et de les transmettre aux fondations. Elle doit ensuite permettre la fixation des éléments d'enveloppe (toiture, façade) et de séparation intérieure. De par le volume qu'elles délimitent, les structures porteuses constituent des systèmes de l'espace dont le comportement sous charge est tridimensionnel. Cependant, aussi bien pour la conception que pour le dimensionnement de la structure porteuse, l'ingénieur va généralement la décomposer en systèmes plans selon les trois directions de l'espace (plan, coupe, élévation). Cette simplification se justifie dans la plupart des structures de halles courantes, tant du point de vue du calcul que de la fabrication et du montage. Il existe cependant de *vrais* systèmes porteurs tridimensionnels, composés de parois, coques, voiles ou nappes, permettant de couvrir de grands espaces grâce au comportement spatial de la structure.

Le but de ce chapitre est de présenter différentes conceptions de systèmes porteurs de halles basées sur les critères définis au chapitre 2. Seule la conception du système porteur primaire (structure porteuse et contreventements) sera traitée dans ce chapitre, la conception des éléments secondaires de toiture et façade étant abordée au chapitre 5. L'accent sera mis sur les structures porteuses composées de cadres plans (sect. 3.2) et sur leur stabilisation (sect. 3.3). Le cas particulier des halles en shed sera également traité (sect. 3.4). En ce qui concerne les structures spatiales (sect. 3.5) et quelques structures particulières (sect. 3.6), des exemples seront donnés sans que les principes de conception ne soient toujours exposés dans le détail. Une liste d'ouvrages relatifs à la conception des systèmes porteurs de halles est donnée en référence [3.1] [3.2] [3.3] [3.4], ainsi qu'au paragraphe 1.3.2.

3.2 Structures porteuses formées de plans

3.2.1 Types de structure

Une halle de forme simple est considérée comme une *boîte* (fig. 3.1(a)) formée de six surfaces porteuses planes. L'ossature et l'enveloppe de la halle constituent le couvercle et les quatre parois de la boîte, le fond étant représenté par le sol de fondation ou l'infrastructure. La structure porteuse de la boîte (l'ossature) est décomposée selon les trois directions de l'espace en sous-structures planes qui sont (fig. 3.1(b)) : les cadres transversaux et les pignons (parallèles au plan AB), la toiture (parallèle au plan AC) et les façades long pan (parallèles au plan BC). Pour assurer la stabilité de cette boîte, il est nécessaire que chacune des trois directions soit rigide dans son plan (par effet cadre ou par contreventement). La figure 3.1(b) présente un exemple de système porteur de halle constitué de trois cadres plans (composés de deux montants et d'une traverse) et de deux pignons sur lesquels sont fixées des filières de façade et des pannes de toiture. Sur ces éléments linéaires sont attachés les éléments d'enveloppe tel que le bardage de façade et la couverture de toiture, qui sont des éléments plans. La stabilité est assurée dans cet exemple par des contreventements constitués de barres métalliques dont les diagonales forment des croix de St-André.

Examinons schématiquement les différents types de système porteur qu'il est possible de concevoir pour une halle en forme de parallélépipède rectangle, à partir de la halle élémentaire de la figure 3.1(b). Dans cette première solution, les traverses de cadre étaient constituées de profilés laminés. Lorsque la portée augmente, ces profilés sont remplacés par des poutres composées à âme pleine ou par des poutres à treillis de grande hauteur (fig. 3.2(a)). En disposant les pannes de façon inclinée, une

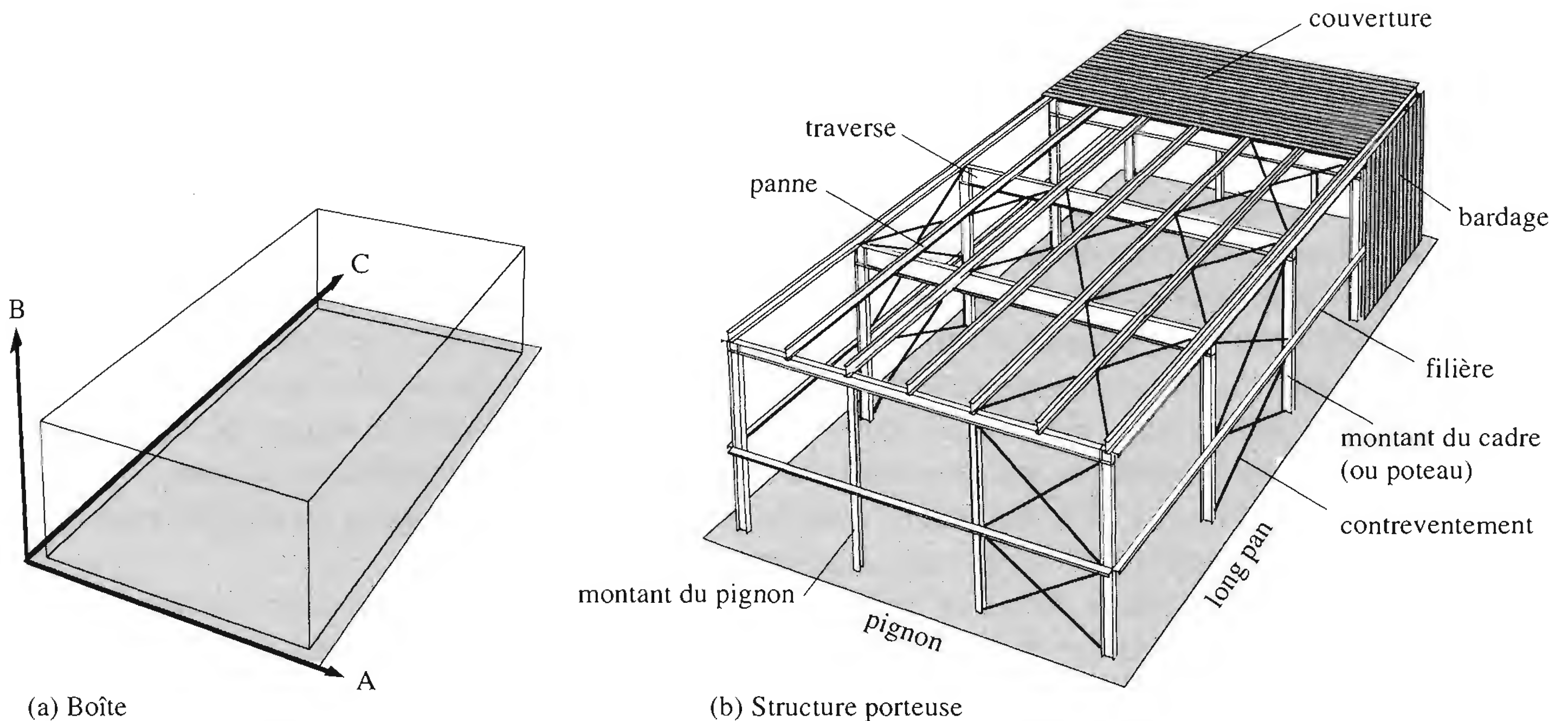


Fig. 3.1 Exemple de halle simple.

extrémité reposant sur la membrure inférieure d'un treillis et l'autre sur la membrure supérieure du treillis suivant, on crée alors le *shed* (fig. 3.2(b)). Une autre variante de *shed* consiste à incliner les poutres à treillis elles-mêmes et à les grouper par paires pour constituer des poutres triangulaires reposant sur les longs pans (fig. 3.2(c)). Si les barres des treillis sont remplacées par des tôles profilées reliant les membrures-charnières, on constitue alors un système porteur appelé *structure plissée* (fig. 3.2(d)). Enfin, en disposant des treillis aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal de la toiture, on crée une structure bidirectionnelle dite *spatiale* permettant de réduire considérablement le nombre de points d'appui (fig. 3.2(e)).

3.2.2 Cheminement des charges et décomposition de la structure

Pour illustrer le fonctionnement de la halle élémentaire représentée à la figure 3.1(b), décomposons sa structure porteuse en éléments plans en relation avec le cheminement des charges verticales et horizontales.

Considérons en premier lieu les charges verticales agissant sur la toiture, par exemple une charge répartie q représentant la neige (fig. 3.3(a)). Cette charge va d'abord solliciter l'élément de couverture reposant sur les pannes, qui vont à leur tour transmettre les réactions sur les traverses du cadre. Ces dernières s'appuyant sur les montants, la charge est ainsi transmise aux fondations ; la fonction porteuse verticale du système est donc remplie.

Imaginons maintenant l'action du vent venant latéralement de la gauche et exerçant une pression sur la façade long pan (fig. 3.3(b)). Le bardage s'appuie sur les filières horizontales qui vont transmettre leur réaction sur les montants du cadre. Ainsi, la charge horizontale agissant sur la surface verticale perpendiculaire aux cadres (le long pan) sollicite le cadre dans son plan, latéralement. Ce dernier est alors chargé de transmettre les réactions aux fondations, le cas échéant au travers d'un système de contreventements (sect. 3.3).

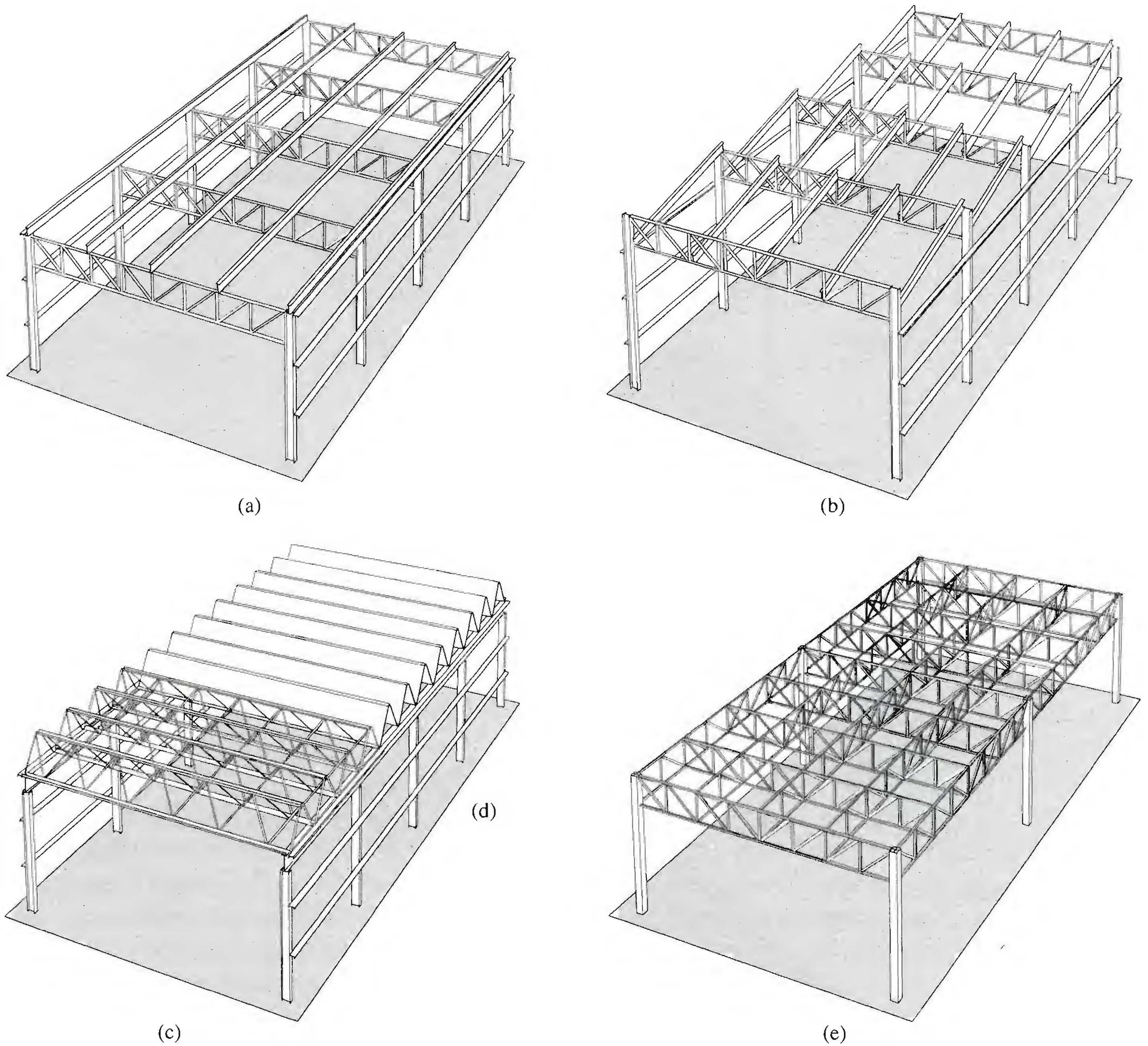


Fig. 3.2 Différents types de système porteur de halles.

Le même genre de réflexions peut être fait à propos du vent agissant longitudinalement et exerçant une pression sur la façade pignon. Ce sont alors les plans parallèles aux longs pans qui sont sollicités. Nous en parlerons à la section 3.3 relative à la stabilisation des halles.

Le cheminement des charges verticales et horizontales s'effectue donc au travers d'éléments situés dans des plans selon les trois dimensions principales de la halle:

- sur la longueur (pannes, filières),
- sur la largeur (traverses du cadre),
- sur la hauteur (montants ou poteaux).

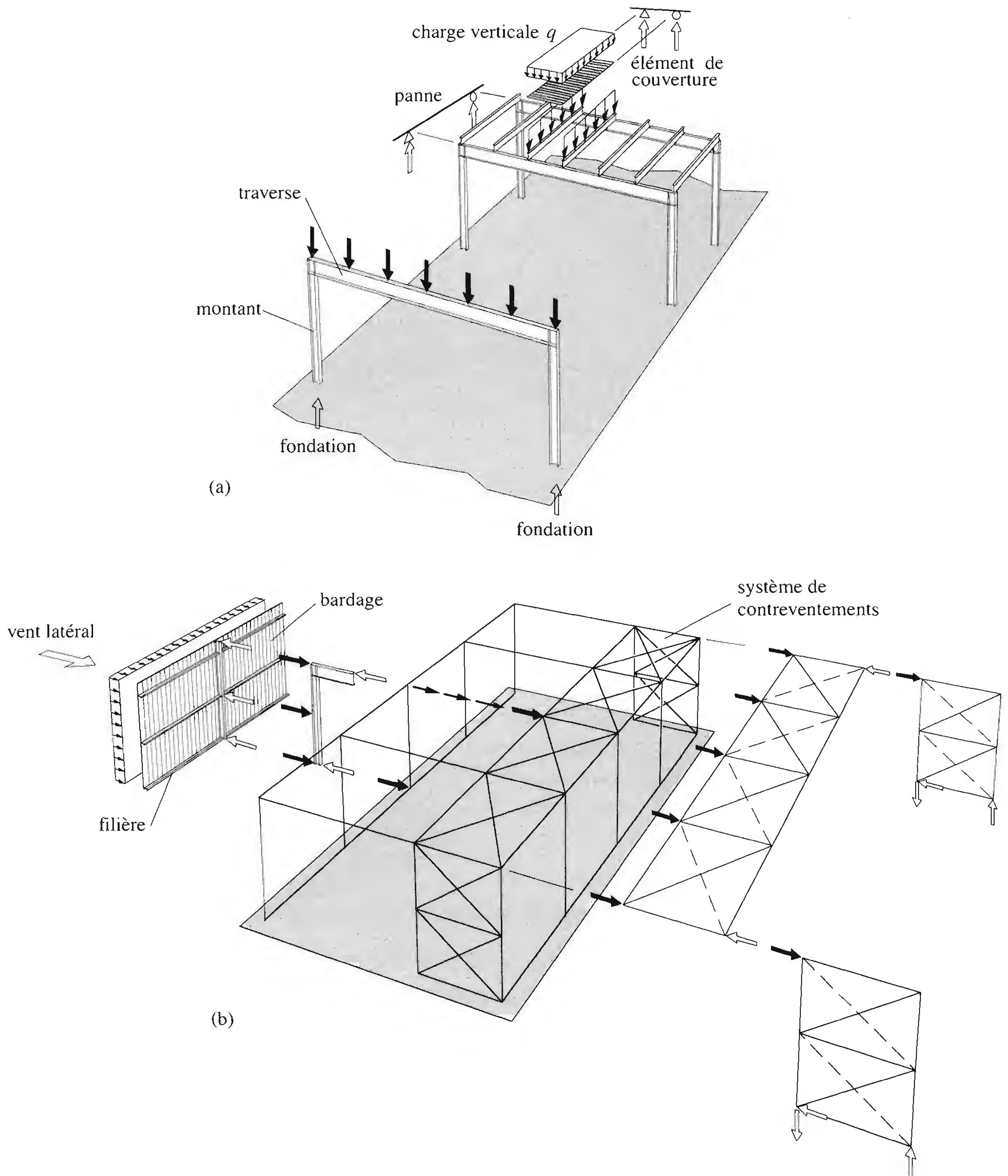


Fig. 3.3 Cheminement des charges verticales et horizontales.

La présente section 3.2 concerne la conception des cadres – rigides ou articulés – situés dans un plan vertical (largeur/hauteur), composés d'une traverse et de montants et sollicités par des charges verticales et horizontales (latérales) situées dans le plan du cadre.

3.2.3 Cadres en profils à double té

Le choix de la forme du cadre dépend beaucoup des critères de conception de la halle (chap. 2), de la portée, du système statique retenu, du mode de construction, etc. La traverse des cadres peut prendre des formes très diverses, comme on le voit à la figure 3.4 : horizontale, inclinée, brisée, de hauteur constante ou variable, renforcée, arquée, etc. Les cadres peuvent être simples ou multiples, c'est-à-dire à une ou plusieurs nefs.

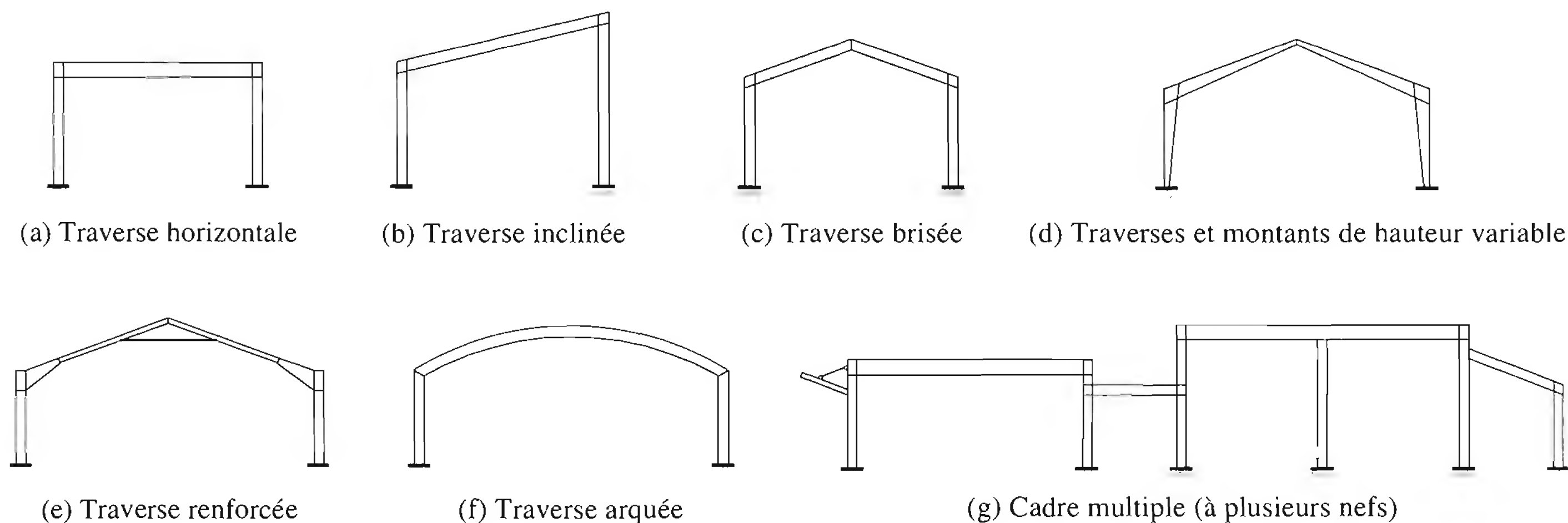


Fig. 3.4 Exemples de cadres en profils à double té.

Le choix d'une géométrie particulière permet l'intégration d'un vitrage (vertical ou incliné) en toiture; nous reviendrons plus en détail sur le cas particulier du shed (sect. 3.4). Les cadres peuvent aussi prendre la forme d'un arc. Il est également possible de prolonger le cadre par un porte-à-faux pour créer un auvent ou une marquise. Enfin, un cadre peut être composé de profilés laminés, de poutres composées à âme pleine ou de poutres à âme ajourée. En pratique, la hauteur des poutres constituant une traverse à double té se situe entre $l/15$ et $l/30$, l étant la portée de la traverse.

Portées et écartements des cadres

Les portées des cadres sont dictées par deux critères contradictoires:

- les exigences d'exploitation, nécessitant souvent des surfaces libres importantes sans montants,
- l'économie, conduisant à des portées plus petites.

Pour les halles courantes, les portées des cadres se situent entre 10 et 30 m. Pour les très grandes halles, notamment celles destinées au sport et au spectacle, des portées de 50 m ou plus sont possibles.

Le choix de l'écartement des cadres découle d'une optimisation du coût de la structure. Si l'écartement des cadres est grand, il nécessite de plus gros et plus nombreux éléments secondaires, telles que les filières et les montants intermédiaires, ainsi que des pannes relativement lourdes; par contre, le nombre de cadres est petit. Si l'on choisit au contraire un faible écartement des cadres, leur nombre augmente, mais leur poids diminue et les éléments secondaires sont moins importants. Les écartements courants sont de l'ordre de 5 à 7 m, les écartements maximaux de l'ordre de 15 m.

Systèmes statiques

La liaison des différentes barres formant le cadre, entre elles ou avec les fondations, peut être, en première approximation, de deux types :

- liaison articulée, permettant le mouvement angulaire d'une barre par rapport à l'autre,
- liaison rigide, évitant toute rotation relative des deux éléments.

Signalons d'ailleurs que les assemblages qui constituent les liaisons réelles ont toujours un comportement qui se situe quelque part entre ces deux cas extrêmes. On a pris l'habitude de les appeler assemblages semi-rigides (chap. 13).

Rappelons aussi (TGC vol. 1) que la présence d'une articulation diminue de un le degré d'hyperstaticité (ou d'indétermination statique) de la structure (fig. 3.5). Nous appelons *stable* un cadre *isostatique* (degré d'hyperstaticité: $n = 0$) ou *hyperstatique* ($n > 0$). Un cadre qui ne possède pas suffisamment de réactions d'appui pour réaliser l'équilibre statique avec les forces extérieures est un *mécanisme* : il est donc instable. Son équilibre devra être assuré par une réaction supplémentaire, fournie le plus souvent par un contreventement. Il s'agit ici de ce que l'on appelle la *stabilité statique* qu'il ne faut pas confondre avec la *stabilité de forme*. Nous reviendrons sur les problèmes de stabilité des cadres dans la partie dimensionnement (chap. 11).

L'hyperstaticité d'une structure a pour conséquences :

- une bonne répartition des moments de flexion avec des valeurs extrêmes en général plus faibles que dans une structure isostatique, ce qui a également pour conséquence des déplacements plus petits (fig. 3.6(a));
- une possibilité de redistribution des efforts en cas d'endommagement d'une partie de la structure à la suite d'un incendie, d'un choc, d'une explosion, etc. (fig. 3.6(b));
- une grande sensibilité à des changements de température (variation uniforme ou différentielle), à des tassements d'appui différentiels (fig. 3.6(c)), à des déplacements d'appui, aux imprécisions de fabrication ou de montage, etc.

Remarquons que pour un même degré d'hyperstaticité, l'emplacement des articulations peut avoir une grande influence sur la répartition des efforts dans la structure et par conséquent également sur les efforts à reprendre dans les fondations. La figure 3.7 montre, pour deux positions différentes des articulations dans un cadre soumis à deux types de charge distincts (ponctuelle horizontale et répartie verticale), les différences de répartition des moments de flexion et de déformée affectant la structure porteuse.

Le choix de l'hyperstaticité de la structure et de l'emplacement des articulations ou des liaisons rigides doit être fait de cas en cas en tenant compte des considérations énoncées ci-dessus et également des conditions suivantes :

Sol de fondation. Certains sols ne permettent pas de reprendre, de façon économique, des moments de flexion ou des efforts horizontaux importants en pied de montant (ni, dans certains cas, des efforts verticaux). Avec des pieds articulés, on peut soulager les fondations, mais évidemment en reportant davantage de sollicitations sur la structure métallique. Il est également possible de diminuer ou d'annuler les efforts horizontaux agissant au niveau des fondations et de modifier favorablement la répartition des moments de flexion en prévoyant un sous-tirant. Celui-ci permet de reprendre les efforts horizontaux provenant des charges verticales, mais ne peut évidemment pas équilibrer une charge horizontale extérieure. Le sous-tirant peut être disposé au sommet (fig. 3.8(a)) ou au pied des montants (fig. 3.8(b)). Dans ce dernier cas, il peut être réalisé au moyen d'une armature métallique noyée dans la dalle ou d'un câble de précontrainte.






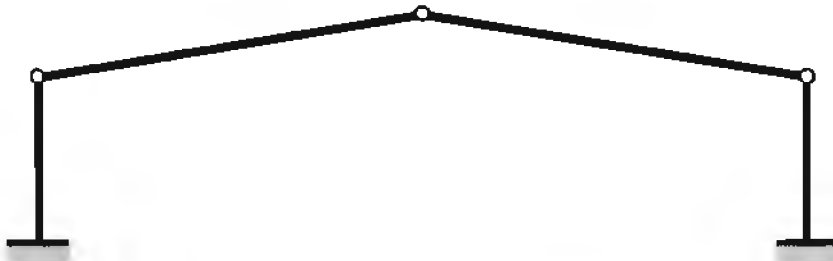

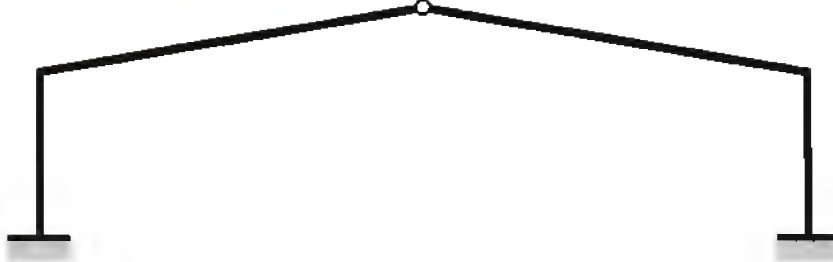

Pied de montant	Système statique (exemples)	Degré d'hyperstaticité	Type de cadre
Articulé 		-1	Instable (mécanisme)
		0	Isostatique
		+1	Hyperstatique
Encastré 		0	Isostatique
		+1	Hyperstatique
		+2	Hyperstatique
		+3	Hyperstatique

Fig. 3.5 Degré d'hyperstaticité n d'un cadre.

Montage de l'ossature. L'emplacement d'un joint de montage peut dicter le choix du type de liaison. Dans un cas par exemple, une articulation sera plus facile et plus économique à réaliser au montage qu'un joint rigide. Par contre dans un autre cas, un encastrement facilitera le montage en évitant des éléments provisoires de stabilisation.

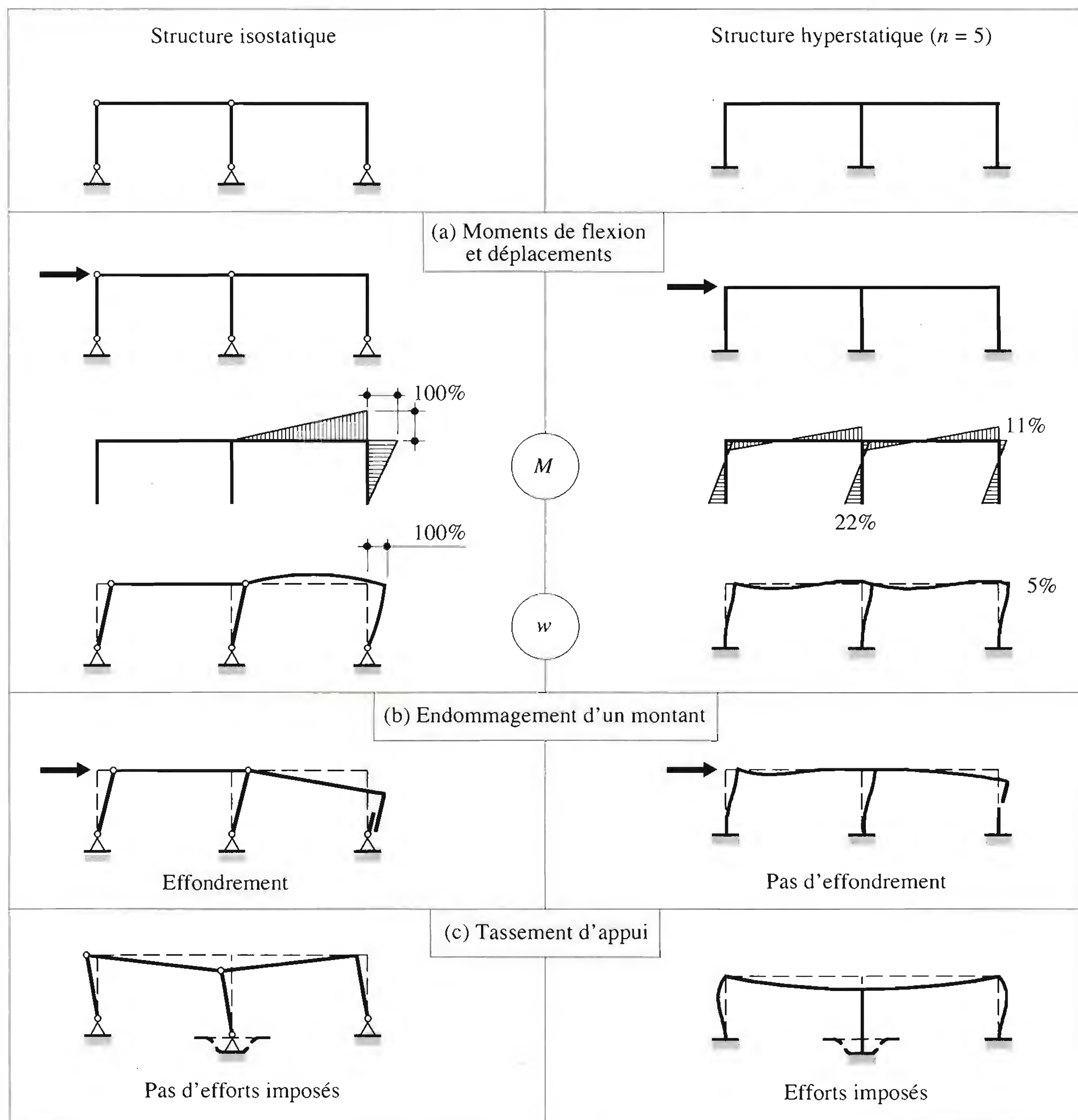


Fig. 3.6 Influence de l'hyperstaticité sur le comportement d'un cadre.

Détails de construction

Les cadres de halle en profils à double té doivent comporter en leurs points singuliers des détails de construction qui correspondent au système statique. A l'inverse, la modélisation de la structure par le système statique (TGC vol. 10, § 2.6.1) doit elle aussi tenir compte des liaisons réelles, articulées ou rigides.

Les *pieds de montant* constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations (ou l'infrastructure) en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastrés. Ces hypothèses sont rarement satisfaites de façon absolue. En effet, l'articulation n'est jamais parfaite à cause de la rigidité

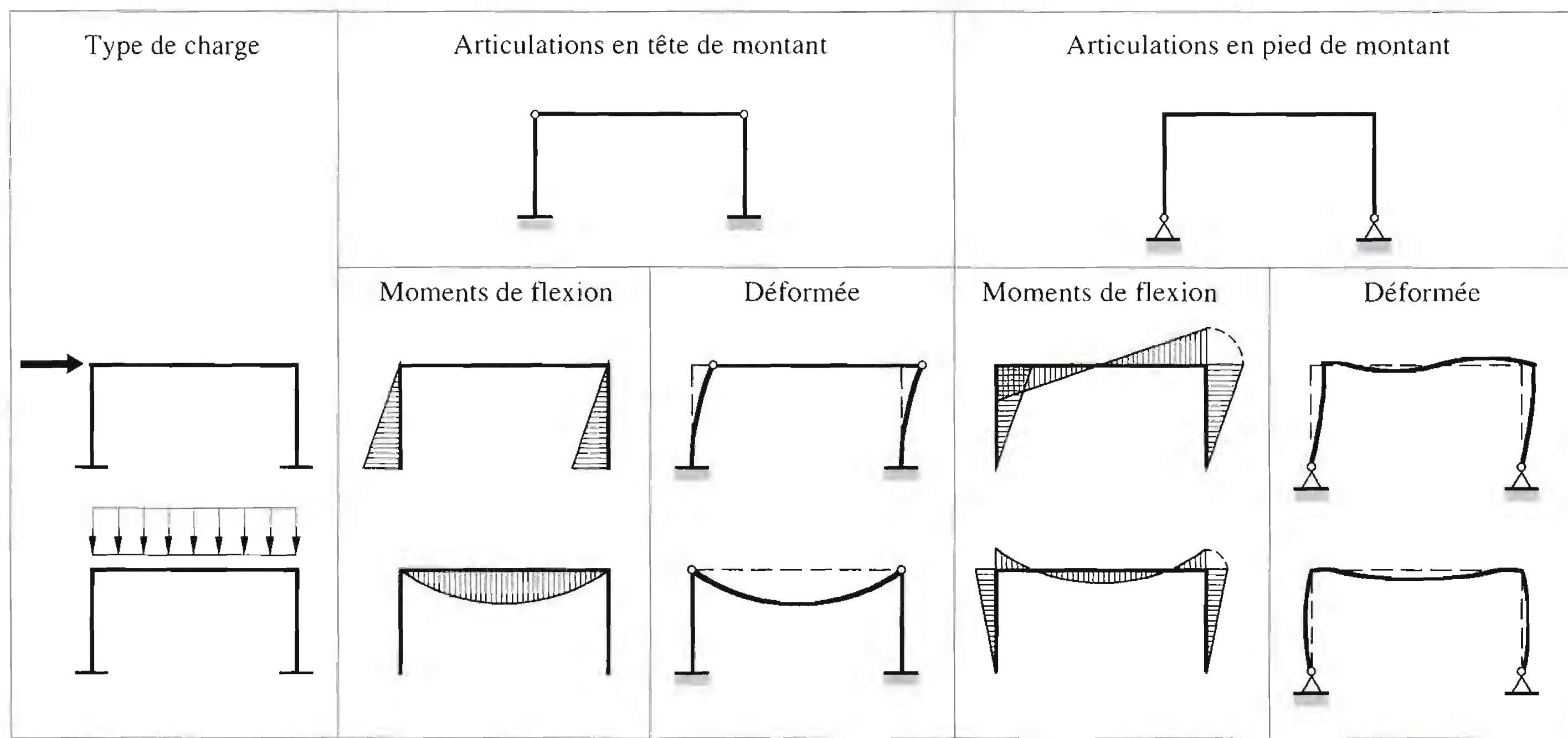
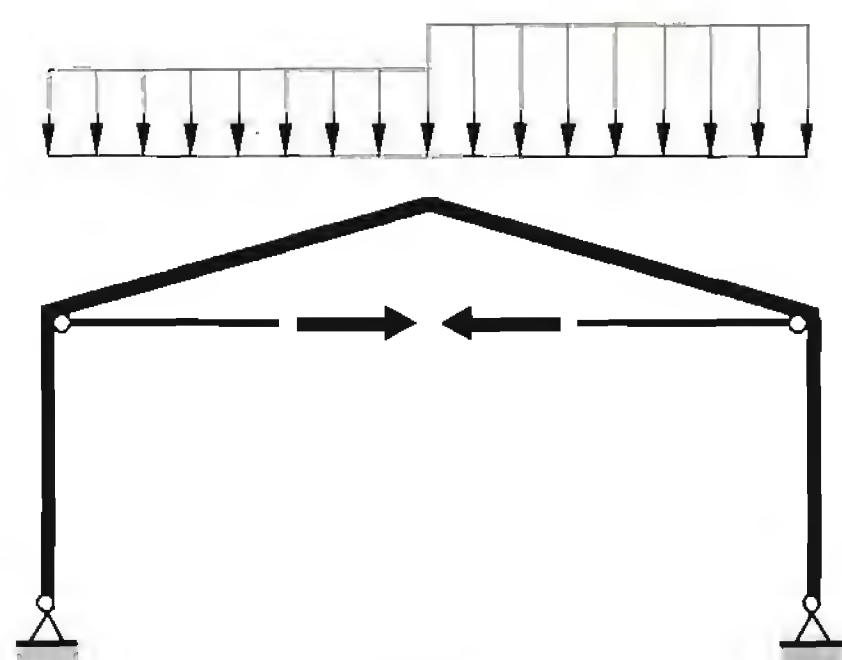
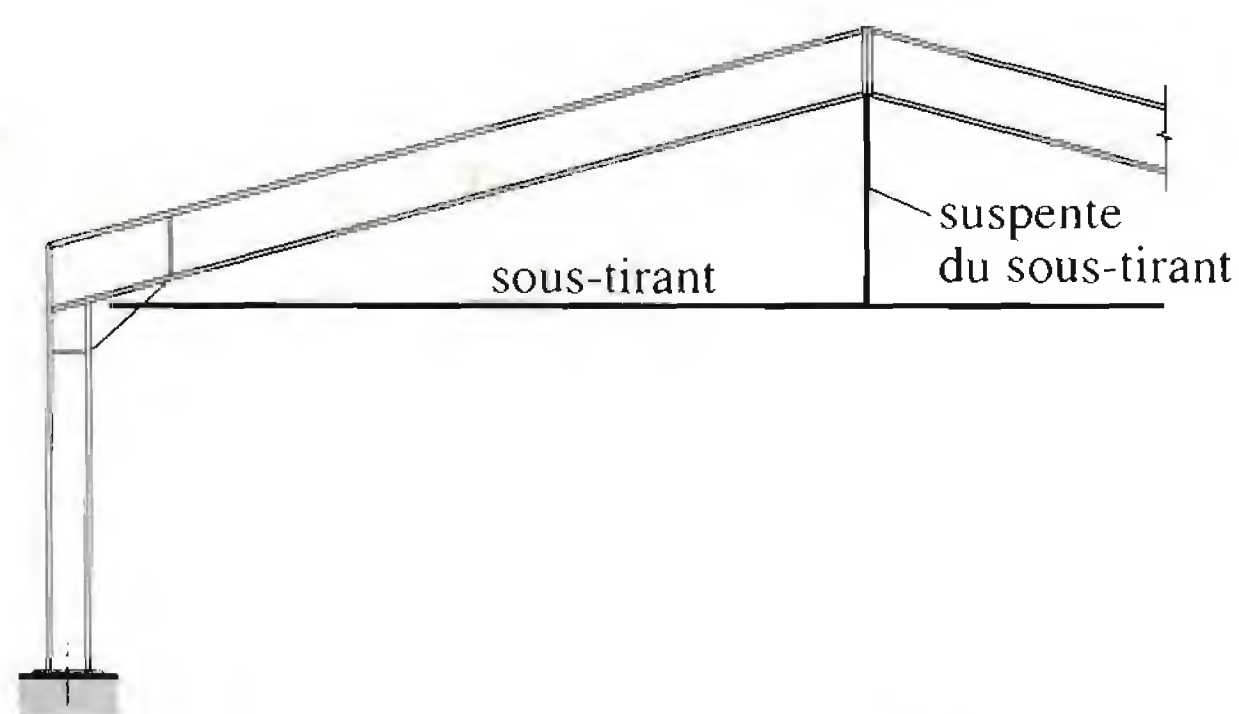
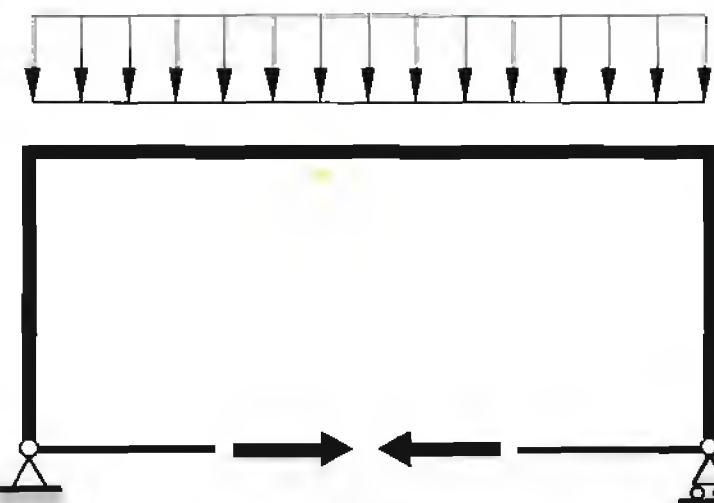


Fig. 3.7 Influence de la position des articulations dans un cadre sur la répartition des moments de flexion et sur la déformée.



(a)



(b)

Fig. 3.8 Exemples de cadres avec sous-tirants.

flexionnelle de la plaque de base et l'encastrement est en général élastique à cause de la souplesse de l'assemblage entre le montant et la fondation, mais surtout à cause de la déformabilité du sol. La figure 3.9 présente quatre exemples typiques de pied de montant. Le premier est un pied de montant considéré

comme articulé (fig. 3.9(a)), constitué d'une plaque de base et de deux boulons de fixation, capable de reprendre un effort vertical et un effort horizontal. Le deuxième exemple (fig. 3.9(b)) est une articulation réalisée à l'aide d'un fer plat, solution retenue en cas de rotations souhaitées. Le troisième exemple (fig. 3.9(c)) est un pied de montant considéré comme encastré, constitué d'une grande et épaisse plaque de base et de quatre tiges d'ancrage, capable de reprendre un important moment de flexion en plus des efforts verticaux et horizontaux. Enfin le dernier exemple (fig. 3.9(d)) présente un montant noyé dans le massif de fondation, ce qui est considéré comme un pied de montant à encastrement direct.

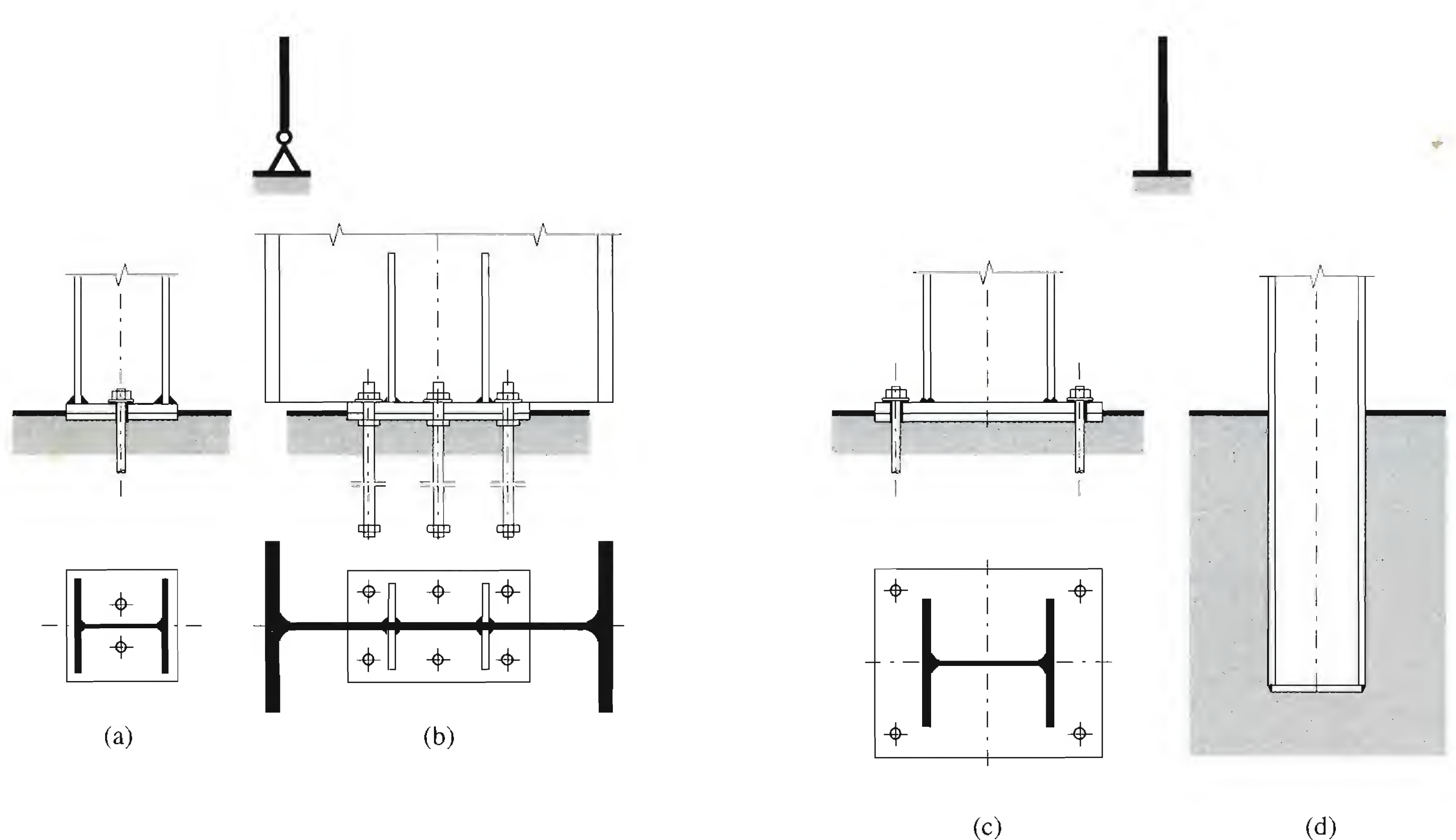


Fig. 3.9 Pieds de montant.

Les *angles de cadre* constituent la zone de raccordement de la traverse sur le montant. Ils sont articulés ou rigides, et peuvent être réalisés par soudage ou boulonnage. Les angles de cadre articulés (fig. 3.10(a)) sont assemblés par boulonnage. Deux types d'assemblage sont possibles: soit la traverse est posée *sur* le montant, soit elle est fixée *contre* le montant. La traverse posée sur le montant est la solution la plus simple du point de vue montage, alors que la traverse fixée contre le montant nécessite souvent un dispositif spécial d'appui à cet effet. Les angles de cadre rigides (fig. 3.10(b)) utilisés pour les cadres-portiques, doivent transmettre l'entier du moment d'encastrement afin d'assurer la résistance et la stabilité de la structure. Si l'angle sert également de joint de montage, il est exécuté partiellement en atelier et assemblé sur le chantier, en général par boulonnage. Si l'angle ne constitue pas un joint de montage ou si ce dernier est reporté à une certaine distance du nœud, il peut être réalisé entièrement par soudure en atelier, dans des conditions optimales, puis transporté en une pièce sur le chantier. Le premier cas de la figure 3.10(c) présente une solution de type rigide où le montant et la traverse sont coupés obliquement. Ce type d'assemblage est couramment utilisé pour les cadres en profils creux. Les angles

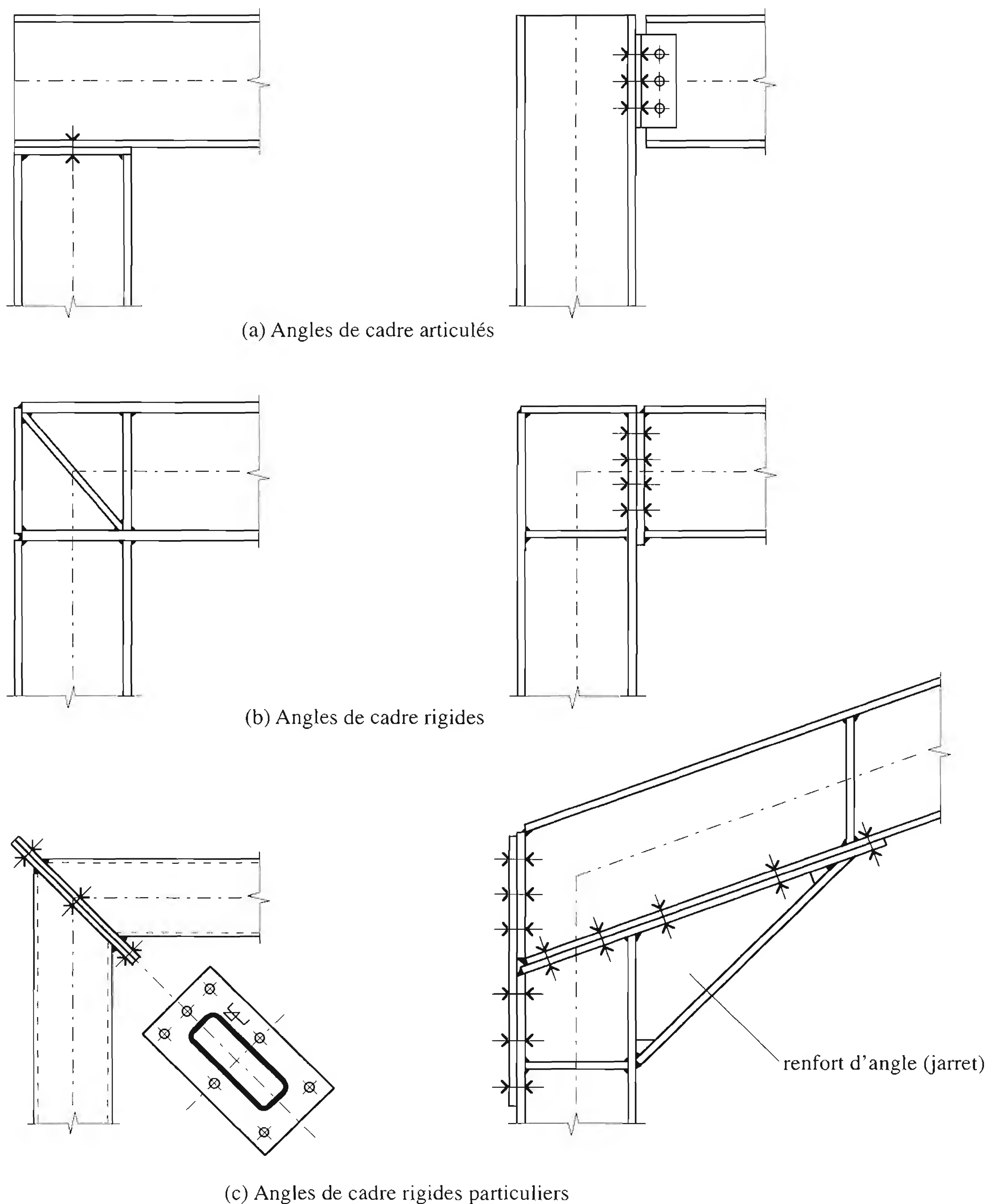


Fig. 3.10 Angles de cadre.

de cadre rigides peuvent également comporter des renforts, étant donné qu'ils sont le lieu d'efforts maximaux (moments et efforts tranchants). Ces renforts sont réalisés sous forme de hauteur variable du montant ou de la traverse, de jarrets (deuxième cas de la fig. 3.10(c)) ou de pièces spéciales.

Les *clés de faîtage* constituent également un point singulier des cadres à traverse brisée en profils à double té. Elles peuvent être articulées (fig. 3.11(a)) ou rigides (fig. 3.11(b)) selon le type de système statique.

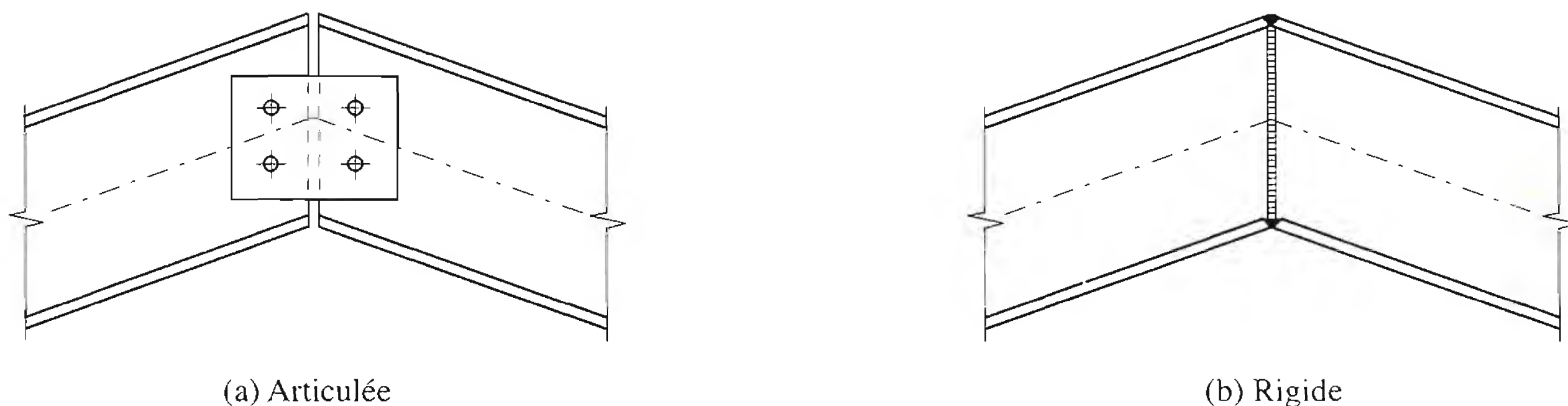


Fig. 3.11 Clés de faîtage.

3.2.4 Fermes à treillis

Lorsque la portée du cadre est grande ou lorsqu'on souhaite donner à la couverture de la halle une forme de toit à deux pans, on peut avoir recours, pour la traverse, à une ferme à treillis (fig. 3.12). Ces fermes sont constituées d'une membrure supérieure, d'une membrure inférieure et d'un treillis constitué de montants et de diagonales (fig. 3.12(a)). Selon leur forme générale (fig. 3.12(b)), elles sont classées en fermes triangulaires, trapézoïdales ou droites (à membrures parallèles). Les fermes à treillis triangulaires sont articulées à leurs appuis et reposent en général sur des poteaux alors que les fermes trapézoïdales ou droites peuvent être encastrées dans le montant d'extrémité (poteau).

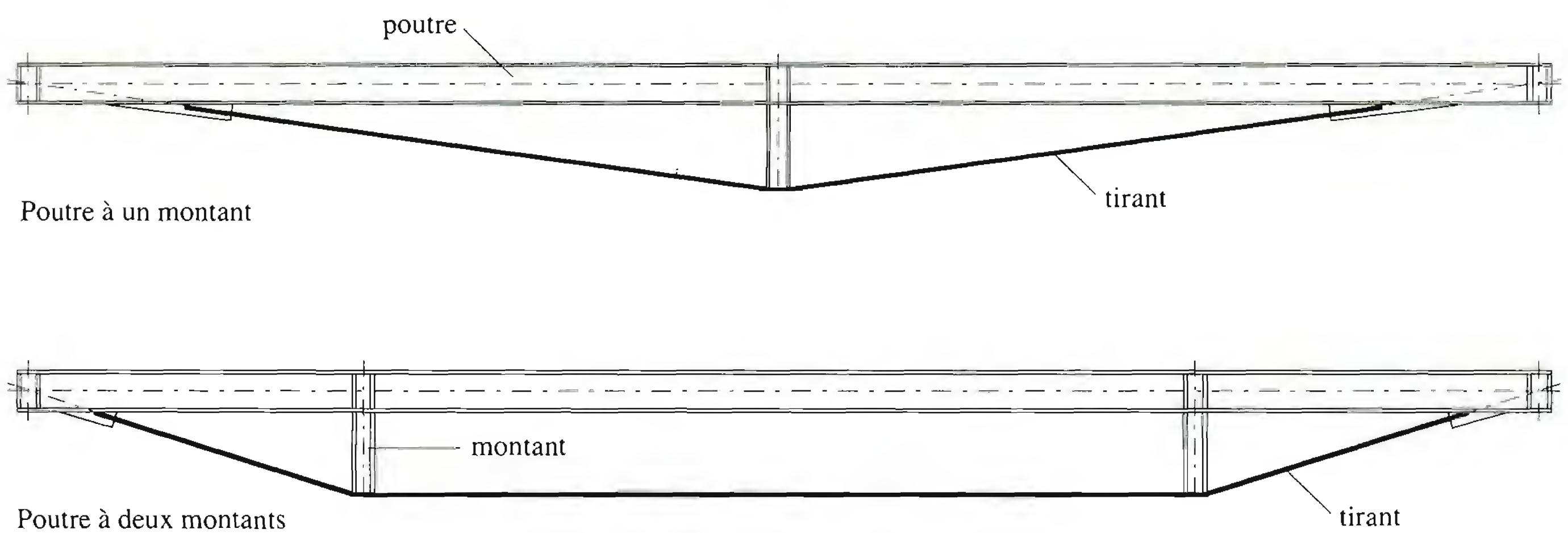
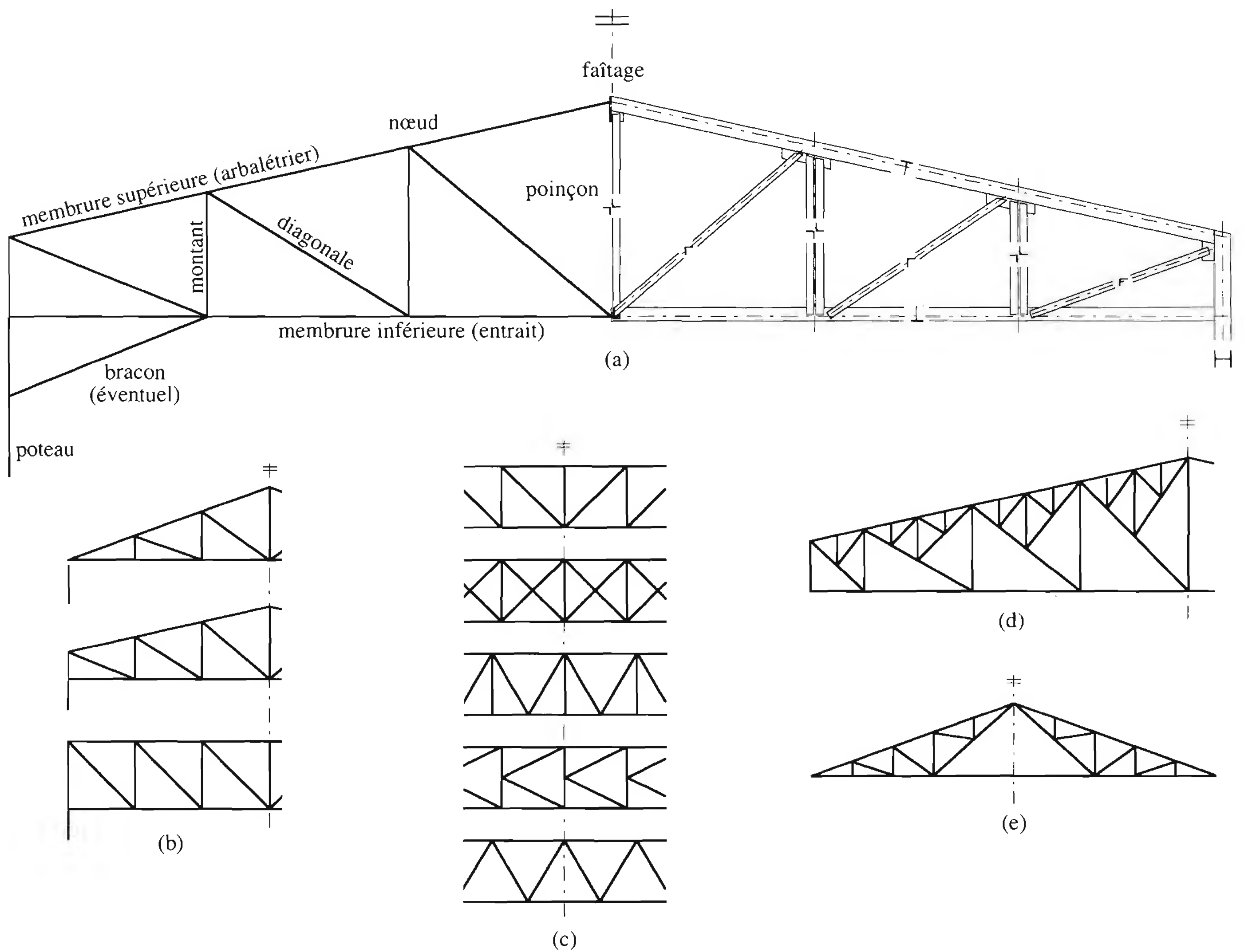
Selon la disposition des barres, on distingue les systèmes de triangulation suivants: treillis simple, double, en V, en K ou en N (fig. 3.12(c)). Pour de grandes portées, on peut être amené à réaliser un treillis secondaire pour soutenir la membrure supérieure (fig. 3.12(d)), ce qui permet une diminution de la longueur de flambage des barres comprimées et la reprise de charges concentrées appliquées entre les nœuds du treillis principal. Il est également possible de réaliser une traverse de cadre brisée en treillis sous-tendu (fig. 3.12(e)).

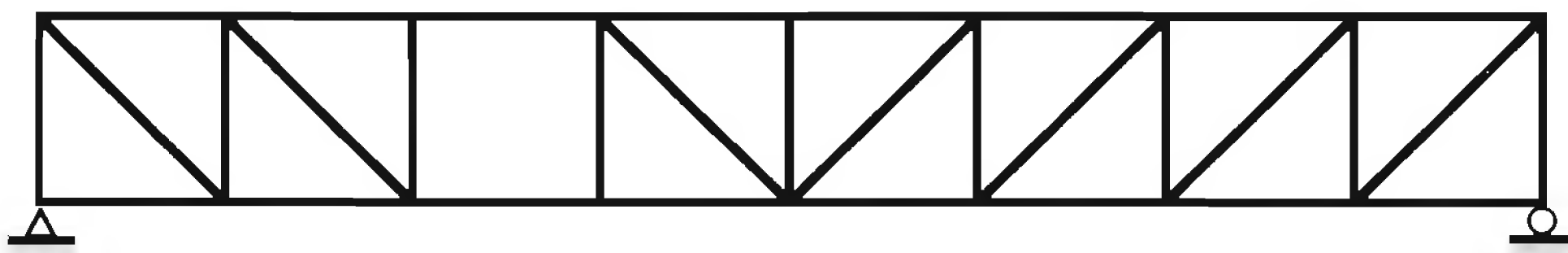
L'évolution actuelle des treillis est marquée par une tendance à l'élargissement des mailles conduisant à la réduction du nombre de nœuds et à l'augmentation de la longueur des barres. Ceci se fait au détriment du poids, puisqu'on augmente la flexion secondaire des membrures et la longueur de flambage des barres comprimées. Une autre tendance est liée à l'emploi de sections tubulaires avec assemblages soudés sans goussets [3.5] et au développement des structures légères [3.6].

3.2.5 Autres types de traverse

Certains types de traverse, utilisés de façon moins fréquente, fort prisés dans le passé mais qui ont presque disparu par l'évolution de la conception en charpente métallique liée à des critères économiques, méritent cependant d'être mentionnés. Citons la poutre à sous-tirant (ou poutre armée) qui se compose d'une poutre, d'un ou deux montants et d'un tirant (fig. 3.13). Ce type de construction peut également être utilisé pour renforcer des traverses existantes.

La poutre *Vierendeel* (ou poutre échelle, fig. 3.14(a)) ne comporte que deux membrures parallèles et des montants. Comme les barres sont également soumises à la flexion à cause de l'absence de diagonales, elles sont beaucoup plus importantes que celles des treillis droits, ce qui conduit à des poutres plus lourdes et à des assemblages soudés plus onéreux. Par contre les passages au travers de la poutre sont plus dégagés. La figure 3.14(b) présente le cas où un panneau *Vierendeel* est incorporé à une poutre à treillis.



(a) Poutre *Vierendeel*(b) Combinaison treillis-poutre *Vierendeel***Fig. 3.14** Poutres *Vierendeel* (schémas statiques).

3.2.6 Montants de cadre (ou poteaux)

Les montants sont les éléments verticaux d'un cadre simple ou multiple chargés de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissant sur le cadre. Le choix du type de section pour les montants dépend de plusieurs paramètres, parmi lesquels on peut citer :

- Le type de sollicitation, c'est-à-dire l'importance relative de la flexion dans le plan du cadre, de la flexion hors du plan du cadre et de l'effort normal.
- L'élancement des montants dans le plan et hors du plan du cadre pour le phénomène de flambage.
- Le type de section choisi pour la traverse et la liaison prévue avec le montant ; cette liaison doit être la plus simple et la plus directe possible. En particulier lorsque la liaison est de type rigide, c'est-à-dire lorsqu'elle doit transmettre un moment de flexion important, il est souvent nécessaire de prévoir un même type de section (par ex. des profilés laminés) pour la traverse et pour le montant.
- La présence d'une poutre de roulement de pont roulant et le mode de fixation de celle-ci (chap. 15).
- La présence de filières de façade ; les filières contribuent souvent à améliorer la stabilité des montants de cadre.

Profilés à section constante

Les *profilés laminés* en double té sont les sections les plus fréquemment utilisées comme montants de cadre. Ces profilés sont conçus pour la flexion selon leur axe de forte inertie. Les profilés à larges ailes (profilés H) sont également capables de supporter des efforts normaux importants, en particulier les profilés HEM et HD. L'épaisseur de leurs ailes permet d'éviter le voilement local. La forme de ces sections enfin est très favorable pour les assemblages de traverses, filières, barres de contreventement, etc.

Les *profilés* peuvent être *renforcés* au moyen de tôles soudées sur les ailes ou entre les ailes (sections caissonnées) afin d'augmenter l'aire de leur section et leur rigidité flexionnelle selon l'un ou l'autre des axes. Ces renforcements permettent également d'augmenter la participation de la section vis-à-vis du

voilement local. Les *profils composés à âme pleine* à section constante sont rarement utilisés comme montants.

Les *profils creux* carrés ou rectangulaires présentent des rigidités axiales et flexionnelles favorables pour résister au flambage dans les deux plans. Par contre, ils ne sont guère économiques et pas toujours pratiques en ce qui concerne les assemblages avec les autres éléments principaux ou secondaires de la structure. La figure 3.15 présente ces principaux types de profil à section constante.

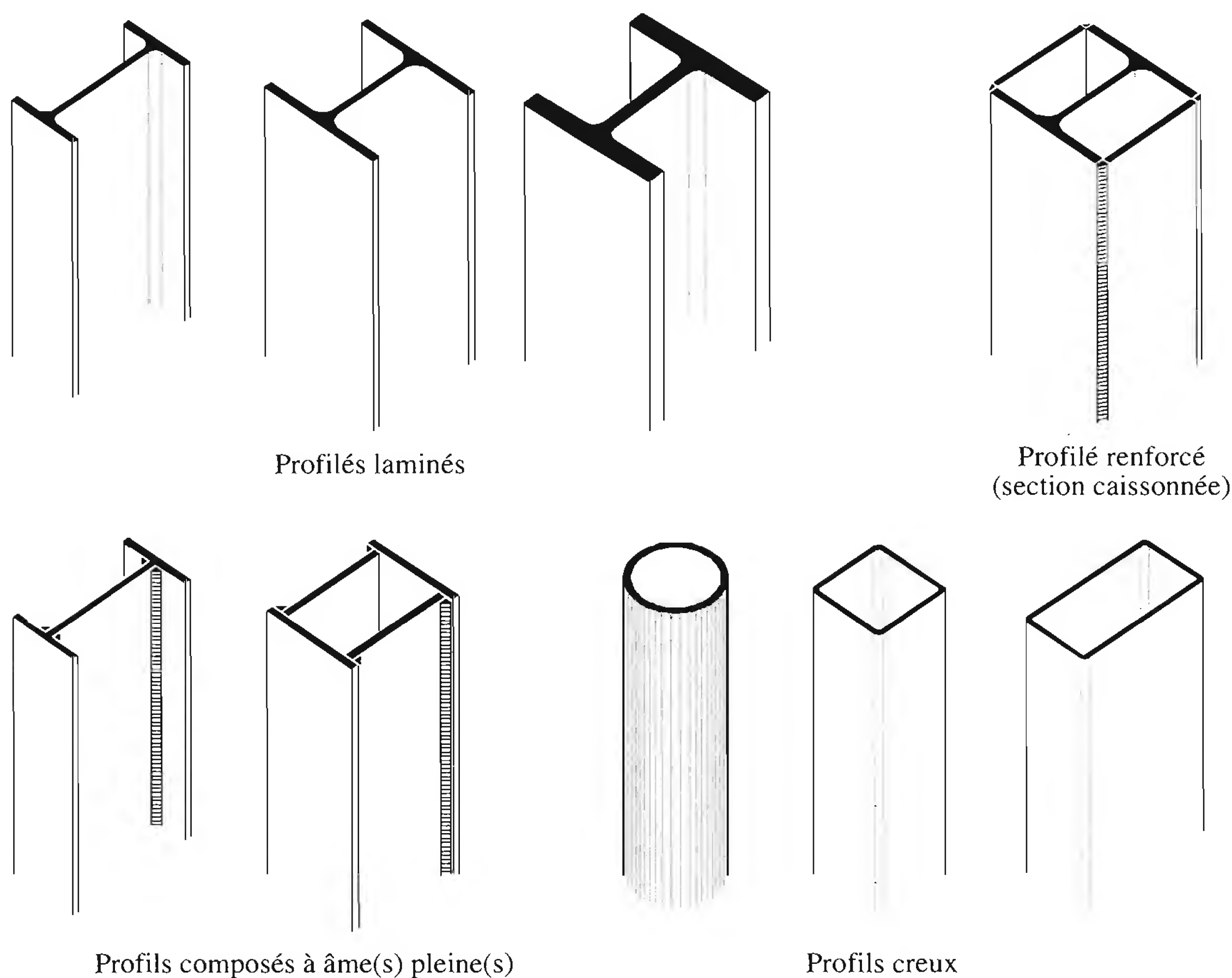


Fig. 3.15 Montants à section constante.

Profils à section variable

Les *montants à inertie variable* présentent une réduction continue de leurs caractéristiques géométriques de l'angle de cadre au pied de montant. Il s'agit principalement de profils composés à âme pleine, de section ouverte ou fermée, obtenus par soudage de tôles de largeur non constante.

Les *montants à baionnette* sont des profils à forte section dont la partie supérieure est prolongée par un profil de section réduite. Le fût principal est destiné à recevoir une ou plusieurs poutres de roulement de pont roulant, alors que la section réduite supérieure supporte la ferme ou la traverse de toiture. Les profils de ces montants peuvent être composés de tous types de section (profilé laminé, profil composé, poutre à treillis, barre étré sillonnée, etc.). La figure 3.16 présente quelques exemples de profils à section variable.

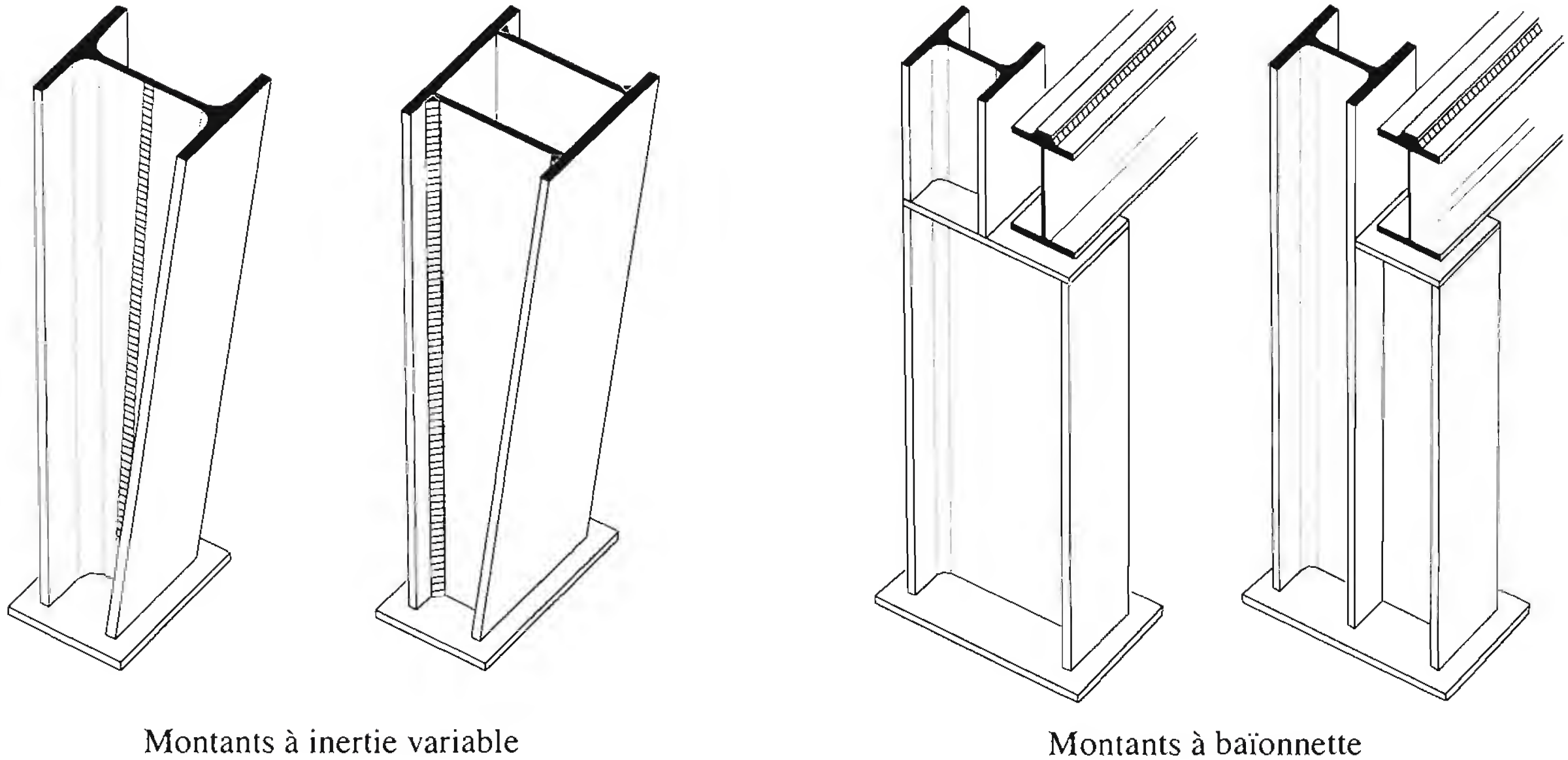


Fig. 3.16 Montants à section variable.

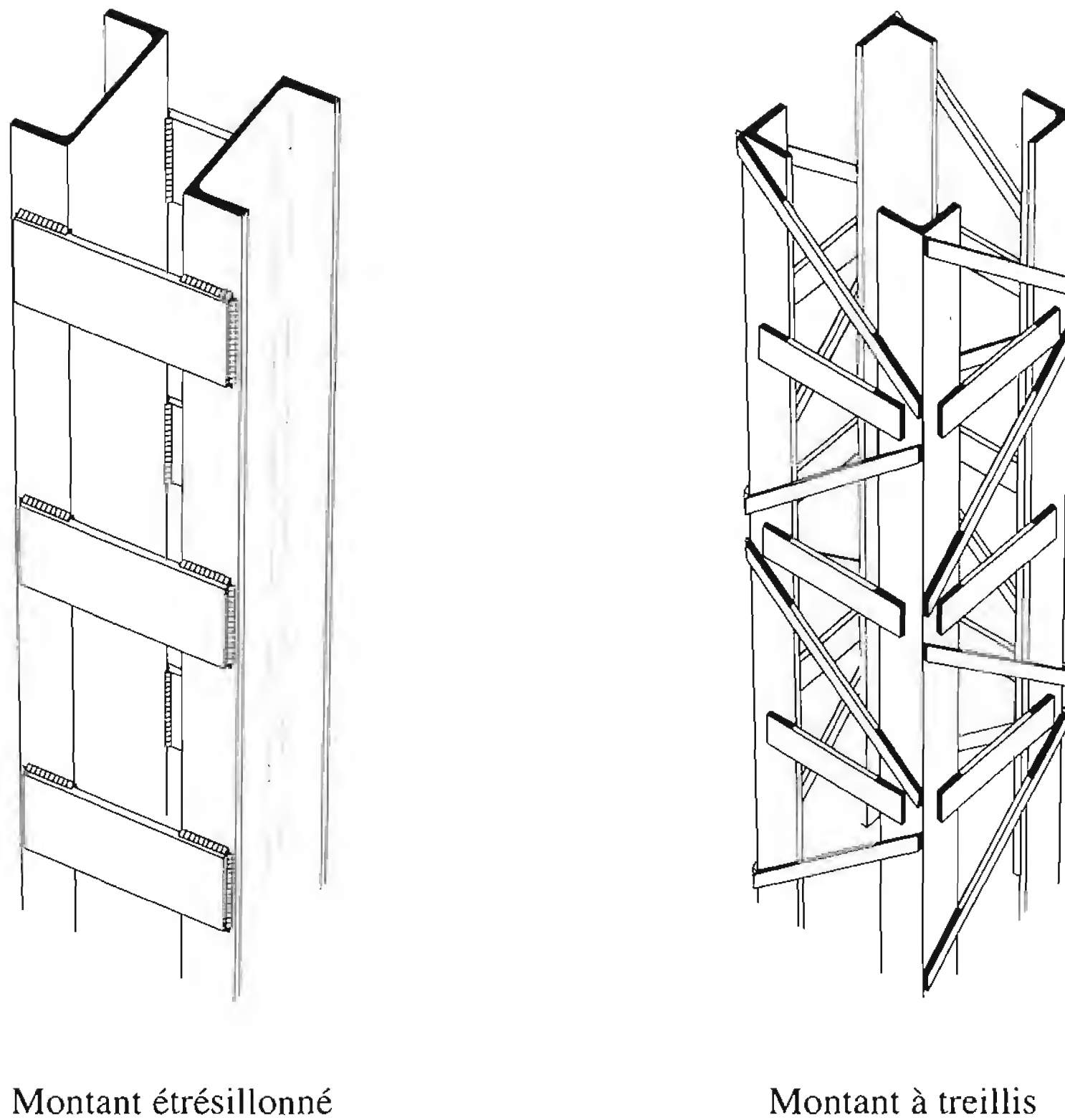
Profils composés

Les *montants* en profils *composés* sont fabriqués à partir d'éléments simples assemblés entre eux par soudage, rivetage ou boulonnage afin de constituer des pièces légères capables de résister à la compression et à la flexion. On trouve dans ce type de montant les barres *étrésillonnées*, les barres *à treillis* et les barres *Vierendeel*. Les cornières et les profilés en U ou en C sont très souvent utilisés comme membrures principales de ce type de montant (à deux ou à quatre membrures). Les barres de treillis et les étrésillons sont souvent des fers plats, des cornières ou des profilés en U ou en C.

Les buts recherchés dans la conception de tels montants sont d'une part l'économie de poids et de matière, et d'autre part la grande résistance au flambage et à la flexion par l'éloignement de la matière du centre géométrique de la section composée. Ces avantages sont évidemment obtenus au détriment des coûts de fabrication. Ces montants composés sont donc utilisés en cas de charge axiale importante. La figure 3.17 en donne deux exemples.

3.3 Stabilisation des halles

Nous avons vu à la section 3.2 qu'une halle de forme simple est stable si chaque direction de l'espace est stabilisée, c'est-à-dire si un certain nombre des surfaces porteuses (ou parties de surface appelées panneaux) sont disposées de façon à constituer un système tridimensionnel. Horizontalement, la surface indéformable est en général constituée par le plan de la toiture. Longitudinalement, la stabilité est assurée par un ou deux longs pans. Transversalement enfin, la stabilité statique peut être assurée par les cadres eux-mêmes à condition qu'ils soient stables (isostatiques ou hyperstatiques, voir fig. 3.5). Si les cadres sont complètement articulés (instables), la stabilité de l'ensemble de l'ossature de la halle doit être assurée par un système de contreventements.



Montant étrésillonné

Montant à treillis

Fig. 3.17 Montants en profils composés.

3.3.1 Systèmes de contreventements

Pour décrire de façon simple la stabilisation des halles par un système de contreventements, nous reprenons la forme de halle présentée à la figure 3.1, considérée comme une boîte formée de surfaces porteuses. La figure 3.18 montre schématiquement un système fondamental de contreventements, constitué des panneaux A à D. On remarquera que ces panneaux sont disposés en forme de grands cadres (A-B-A et C-D-C), panneaux qui résistent aux forces horizontales grâce à leur grande hauteur statique.

Afin de faciliter l'identification des différents contreventements, nous les définissons selon leur situation dans l'enveloppe (façade long pan, façade pignon ou toiture) et selon leur position par rapport à la halle (longitudinal ou transversal). Pour la halle considérée, on peut distinguer les quatre types de contreventement suivants (fig. 3.18):

- contreventement de façade (long pan), (A),
- contreventement de toiture (transversal), (B),
- contreventement de façade (pignon), (C),
- contreventement de toiture (longitudinal), (D).

La rigidité nécessaire en cisaillement est conférée à un panneau:

- par triangulation à l'aide de barres diagonales, afin de créer un contreventement en *treillis* (1),
- par remplissage afin de créer un *voile* en béton armé (2) ou un *diaphragme* en tôle d'acier (3),
- par rigidification des nœuds de l'ossature afin de créer un *cadre-portique* (4).

Dans le cas du contreventement en treillis, les forces sont transmises par des efforts normaux dans les barres. Dans le cas des voiles ou diaphragmes, les efforts dans le plan sont transmis essentiellement

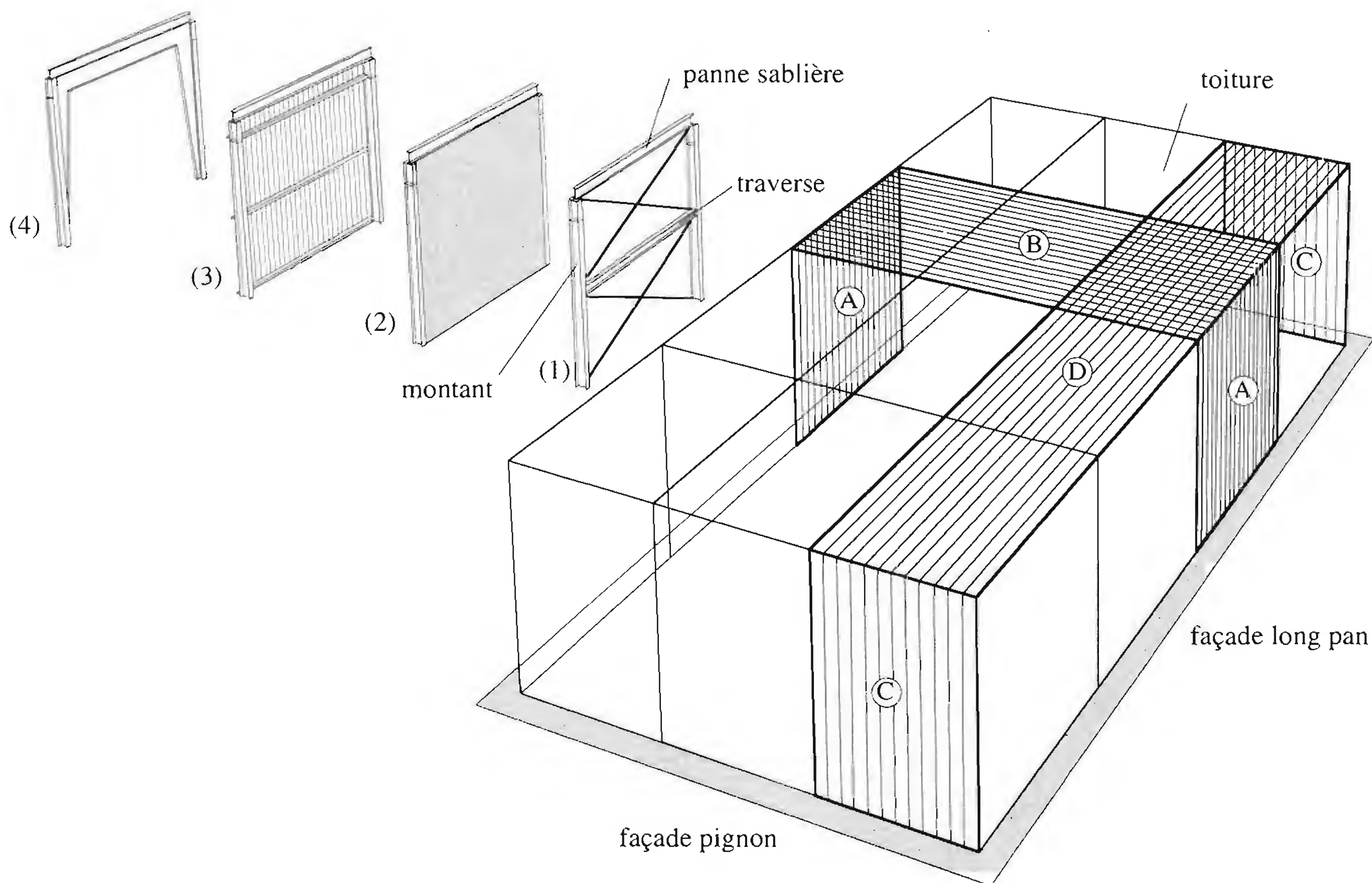


Fig. 3.18 Représentation schématique des panneaux de contreventement et définitions.

par cisaillement du béton ou de la tôle. Enfin dans le cas des cadres-portiques, les forces sont transmises surtout par flexion des traverses et montants.

Il existe différentes façons de disposer les contreventements; la figure 3.19 en montre quelques-unes. Pour équilibrer une force pouvant agir dans n'importe quelle direction d'un plan, il faut respecter trois conditions :

1. il faut disposer d'au moins trois lignes d'action de forces,
2. les lignes d'action de forces ne doivent pas être concourantes en un point,
3. les lignes d'action de forces ne doivent pas être toutes parallèles entre elles.

La solution (a) de la figure 3.19 est la plus conventionnelle. Chaque contreventement de toiture transmet les efforts horizontaux provenant d'une direction qui lui est perpendiculaire au moyen de deux contreventements verticaux de façade. Les trois conditions d'équilibre dans le plan énoncées ci-dessus sont respectées. La solution (b) est la même, à part le fait que les contreventements de toiture sont doublés. Dans la solution (c), le vent longitudinal est équilibré par un seul contreventement de long pan. Les conditions d'équilibre sont respectées, car le couple créé par l'excentricité de la force due au vent par rapport à ce contreventement est équilibré par les réactions, perpendiculaires, des deux contreventements de pignon. Enfin la solution (d), bien que comportant un contreventement de toiture jouant simultanément le rôle de contreventement longitudinal et de contreventement transversal, est une solution instable car la condition 2 n'est pas remplie (les lignes d'action des forces sont concourantes en un seul point).

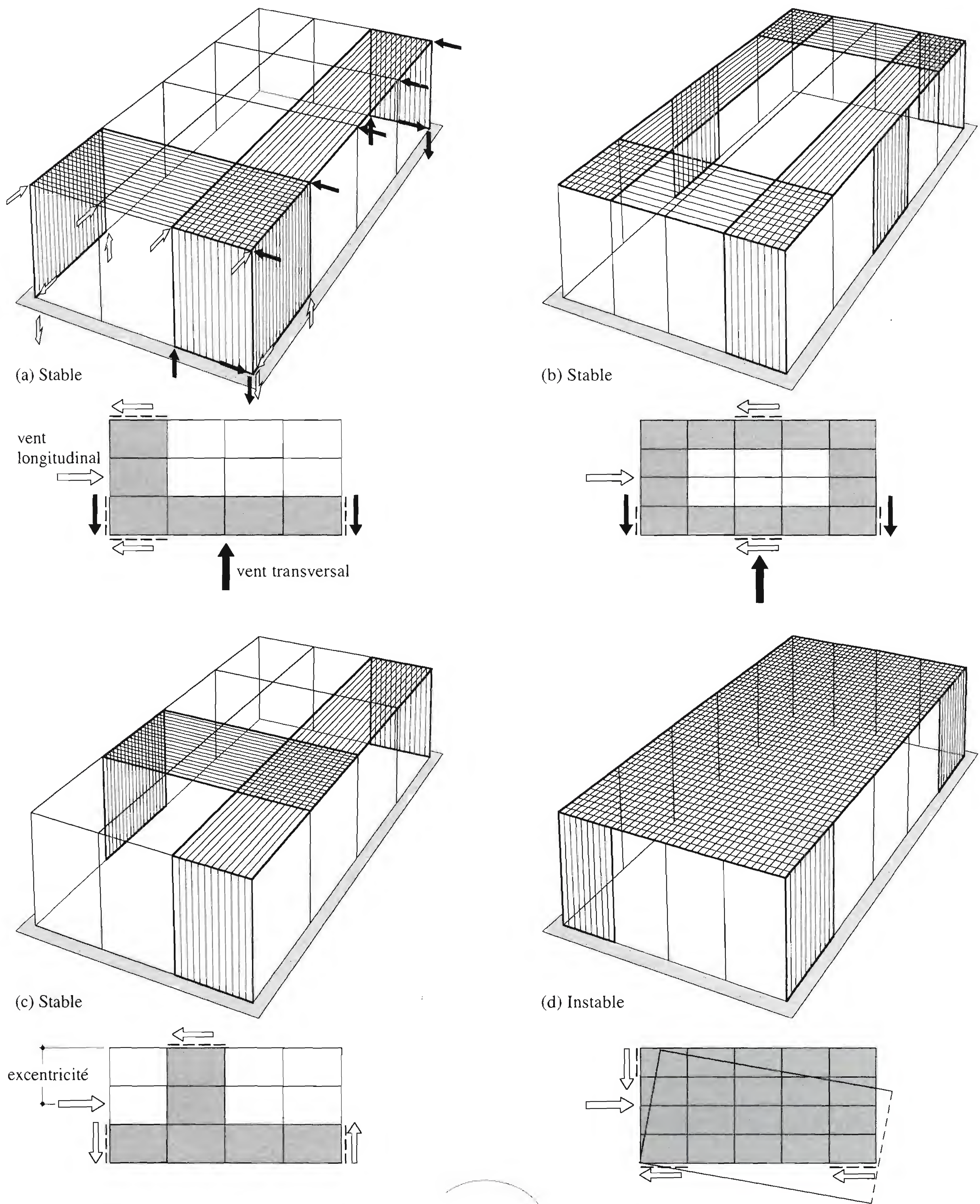


Fig. 3.19 Exemples de disposition des contreventements.

Les contreventements ont donc la fonction générale de *stabilisation* de l'ossature d'une halle. On peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles:

- transmettre les efforts horizontaux (§ 3.3.2),
- limiter les déformations (§ 3.3.3),
- contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments (§ 3.3.4).

3.3.2 Transmission des efforts horizontaux

Il s'agit ici d'assurer l'équilibre des charges horizontales agissant sur la structure, c'est-à-dire de garantir leur cheminement jusqu'aux fondations (on parle aussi d'assurer la stabilité statique). Les charges horizontales qui sollicitent la structure porteuse d'une halle sont les suivantes (chap. 6):

- les actions dues au vent,
- les effets dus aux ponts roulants ou autres engins de manutention,
- les effets sismiques,
- les chocs.

Contrairement aux charges gravifiques qui agissent toujours dans le même sens, la majorité des charges horizontales peuvent agir dans toutes les directions du plan. Le système de contreventements doit être conçu en conséquence. Quel que soit le système réalisé, il est important de garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations et de s'assurer qu'en tout point l'équilibre des forces est possible. A titre d'exemple, examinons le cheminement des efforts dus au vent longitudinal agissant sur un des pignons d'une halle (fig. 3.20):

- Le vent agit sur les *éléments de façade* (tôle, plaque de béton, vitre, etc.) qui sont fléchis et s'appuient sur les filières qui à leur tour transmettent les efforts aux montants.
- Les *montants* travaillent en général comme des poutres simples fléchies dans un plan vertical. Leur appui inférieur est réalisé directement par la fondation, tandis que l'appui supérieur est assuré dans le cas présent par une panne, alors chargée axialement.
- Les *pannes* transmettent l'effort par compression dans le contreventement transversal de toiture.
- Le *contreventement transversal de toiture* est une poutre à treillis sur deux appuis (ces derniers sont réalisés par les deux contreventements de façade long pan), soumise aux charges provenant des pannes.
- Les *contreventements de façade long pan* conduisent les réactions d'appui du contreventement de toiture dans les fondations en travaillant comme des poutres consoles à treillis. Les réactions introduites dans les fondations peuvent être décomposées en une force horizontale et deux forces verticales (une vers le haut et une vers le bas).

Un raisonnement analogue peut être fait pour le vent qui agit transversalement sur un long pan de la halle. Ce sont alors le contreventement longitudinal de toiture et les contreventements de façade pignon qui sont sollicités (voir fig. 3.3(b)).

3.3.3 Limitation des déformations

Limiter la déformabilité d'une structure peut être rendu nécessaire pour des raisons telles que le bon comportement d'éléments de second œuvre ou le bon fonctionnement de ponts roulants. Nous verrons également au paragraphe 3.3.4, et surtout au chapitre 11, que la déformabilité d'une structure peut aussi avoir un effet défavorable sur sa stabilité (effet de second ordre).

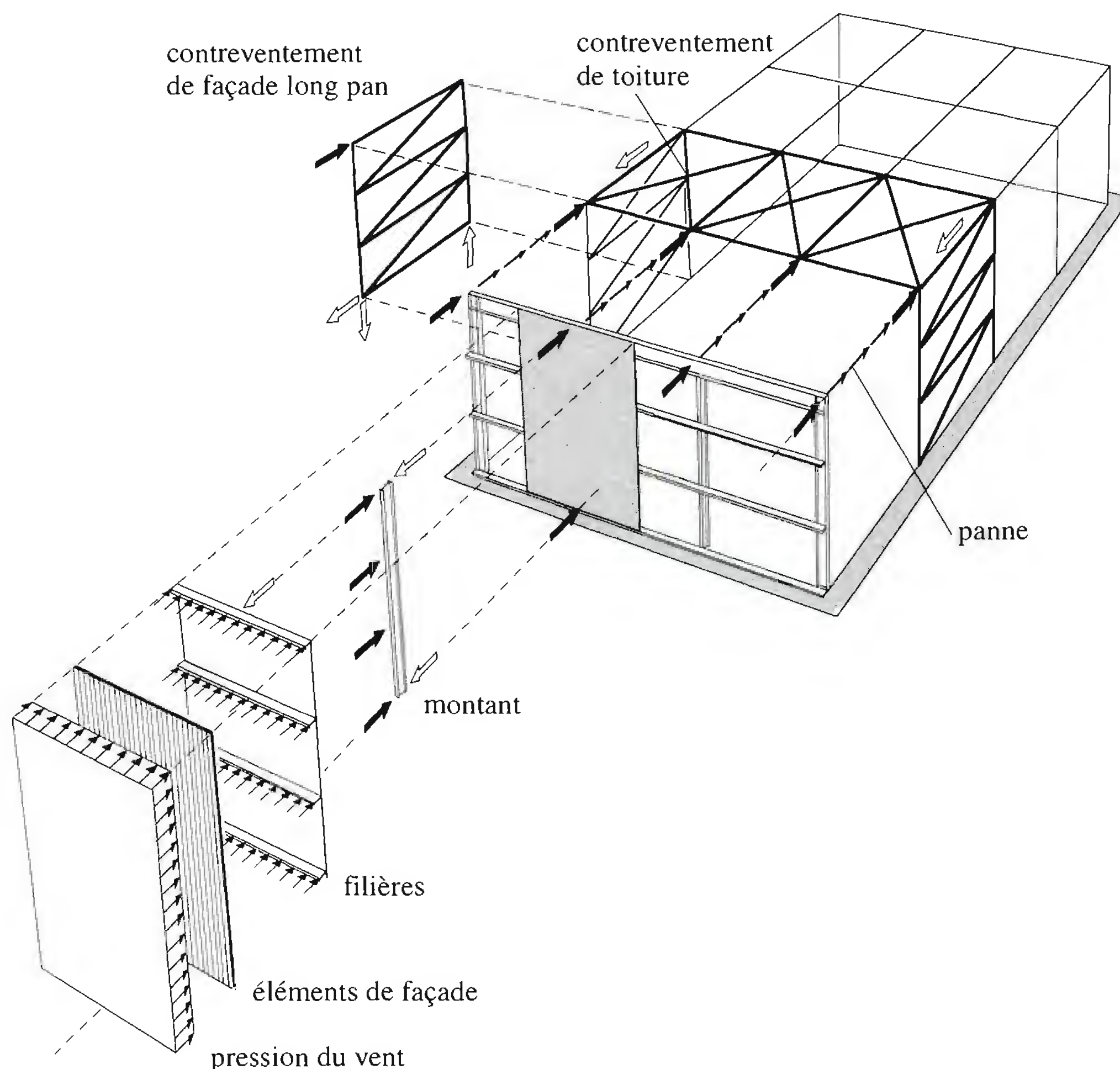


Fig. 3.20 Exemple de transmission des efforts horizontaux.

Effets des charges horizontales

Dans le cas où les cadres comportent quatre articulations, ils sont *instables* sous l'effet des charges horizontales (fig. 3.21(a)). Un système de contreventements est nécessaire pour assurer la stabilité statique. Les déplacements latéraux des cadres sont alors limités par la déformation des contreventements.

Dans le cas où les cadres sont hyperstatiques, et par conséquent *autostables* (fig. 3.21(b)), il se peut que même si ces cadres sont dimensionnés selon des critères de sécurité structurale, les déplacements horizontaux soient trop grands sous l'effet des charges transversales. On a alors deux solutions pour satisfaire les exigences de l'aptitude au service :

- renforcer le cadre en choisissant des sections plus rigides,
- introduire un système de contreventements.

Dans la première solution, on ne modifie pas le système statique, qui reste celui d'un cadre autostable. Dans la deuxième solution, les cadres, toujours considérés comme rigides, travaillent conjointement avec le système de contreventements, qui constitue alors un appui à ressort. Les parts de l'effort horizontal reprises par les cadres et par les contreventements dépendent des rigidités relatives de ces éléments (application du principe de compatibilité des déformations, voir chap. 11). Cette solution n'est pas très économique, car elle cumule à la fois des nœuds rigides, compliqués à réaliser, et des barres de contreventement.

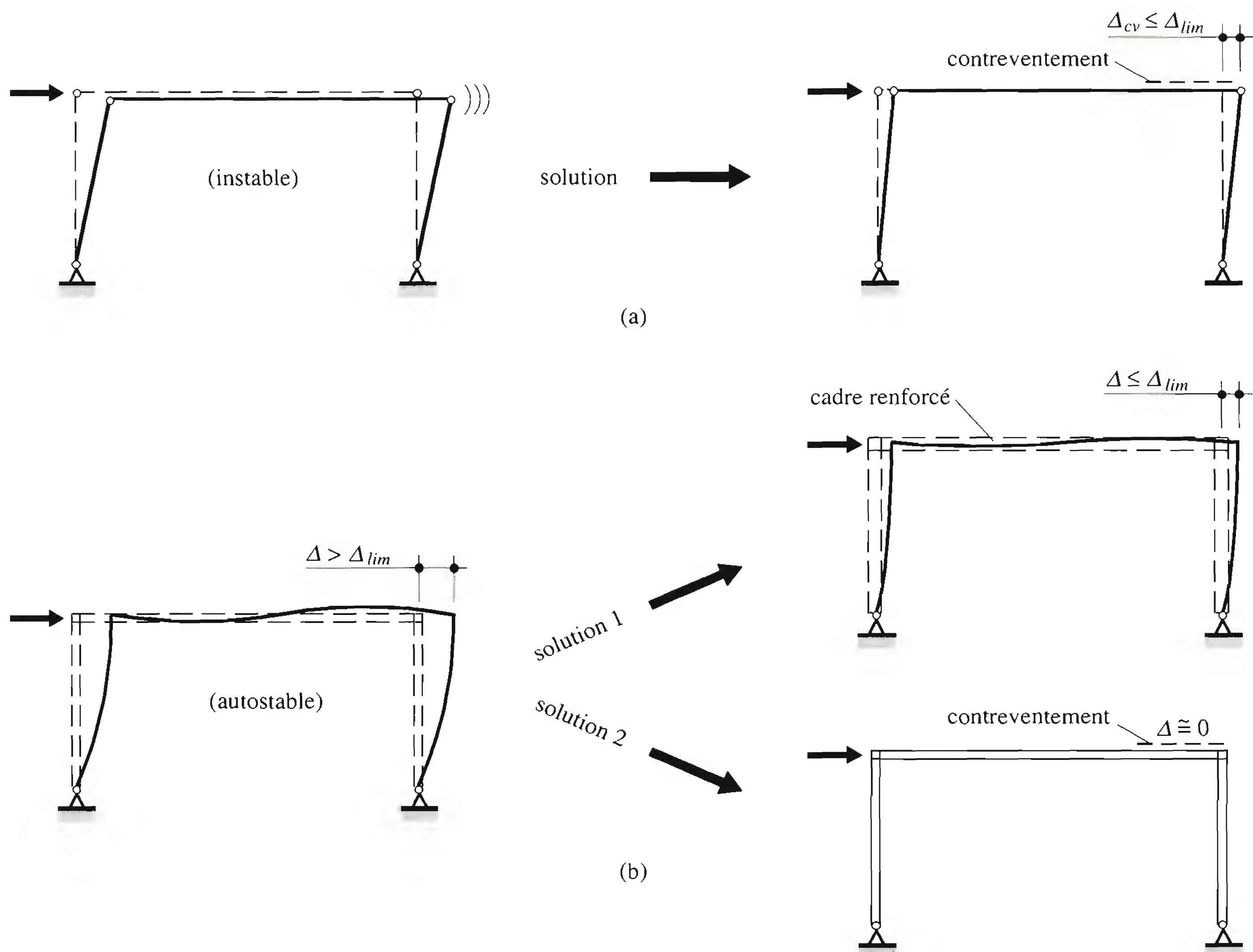


Fig. 3.21 Effet du contreventement sur le déplacement latéral des cadres.

En pratique et dans les cas courants, si un système de contreventements doit être mis en œuvre, les cadres ne seront plus conçus avec des nœuds rigides, mais articulés (fig. 3.22(a)). Il est en effet facile de créer des contreventements très rigides et de limiter les déplacements sans devoir considérer en sus la rigidité flexionnelle des cadres. La quantité de matière sera par conséquent plus importante mais en contrepartie, tous les assemblages étant articulés, le coût global de la structure sera certainement plus bas.

Si la halle est très longue ou le sol de fondation de capacité portante médiocre, la solution des cadres autostables est souvent plus avantageuse, les efforts dus au vent étant répartis sur tous les cadres (fig. 3.22(b)). Dans ce cas, une conception avec contreventement transversal nécessiterait un renforcement important des pannes faisant office de membrures du contreventement de toiture. Par suite, les montants des contreventements de façade induiraient de très fortes charges de compression et de traction dans les fondations rendant obligatoire le recours à des dispositions particulières.

Il est encore à relever qu'en cas d'extension longitudinale de la halle, la solution avec cadres rigides (autostables) est préférable. En effet, contrairement à la solution avec cadres à quatre articulations, cette solution ne nécessite pas de renforcement du système de stabilisation existant.

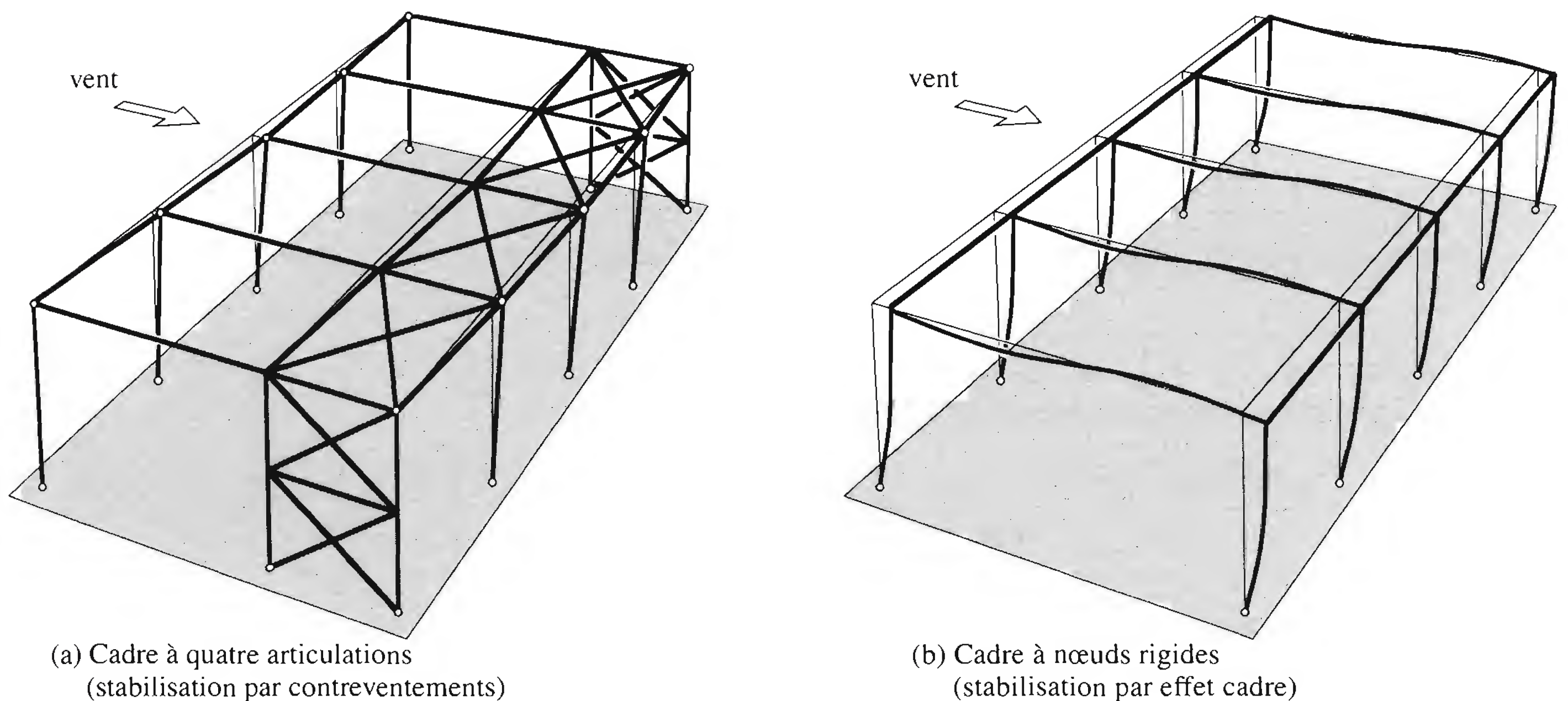


Fig. 3.22 Stabilisation des cadres articulés et rigides.

Effets dus à la dilatation thermique

Nous avons donné au paragraphe 3.3.2 un exemple de cheminement des charges horizontales longitudinales à l'aide d'un contreventement transversal situé au milieu de la halle (fig. 3.20). Ce choix influence également les possibilités de mouvement de la charpente sous l'effet des variations de température. La figure 3.23 montre schématiquement, pour différents emplacements des contreventements, la déformation d'une halle lors d'un échauffement de la structure porteuse sans ou avec joint de dilatation :

- Le dispositif adopté à la figure 3.23(a) convient pour des halles de faible longueur (30 à 40 m). Il présente l'avantage de permettre un montage de la halle par avancement, de manière continue, à partir de l'extrémité contreventée.
- Le dispositif de la figure 3.23(b) permet de construire des halles plus longues avec un seul système de contreventements, les mouvements thermiques étant divisés en deux parts de chaque côté du système.
- La solution de la figure 3.23(c) permet une transmission directe aux fondations des sollicitations du vent sur les pignons. Les dilatations thermiques, en revanche, sont empêchées et il en résulte des efforts supplémentaires dans la structure.
- Les systèmes adoptés aux figures 3.23(d) et (e) sont valables pour des halles de grande longueur où il est nécessaire de prévoir un ou plusieurs joints de dilatation à cause de l'importance des mouvements thermiques. La longueur maximale d'un bâtiment ou d'une halle sans joint de dilatation dépend de la conception des façades et des cloisons intérieures; elle se situe entre 40 et 60 mètres.

Certaines halles sont conçues, pour des raisons essentiellement esthétiques, avec une structure porteuse apparente, disposée à l'extérieur des façades et de la toiture. Dans ce cas, la structure porteuse sera très exposée aux variations de température du fait qu'elle n'est pas isolée thermiquement. Les phénomènes de dilatation évoqués ci-dessus seront alors plus importants et devront être considérés avec beaucoup de soins.

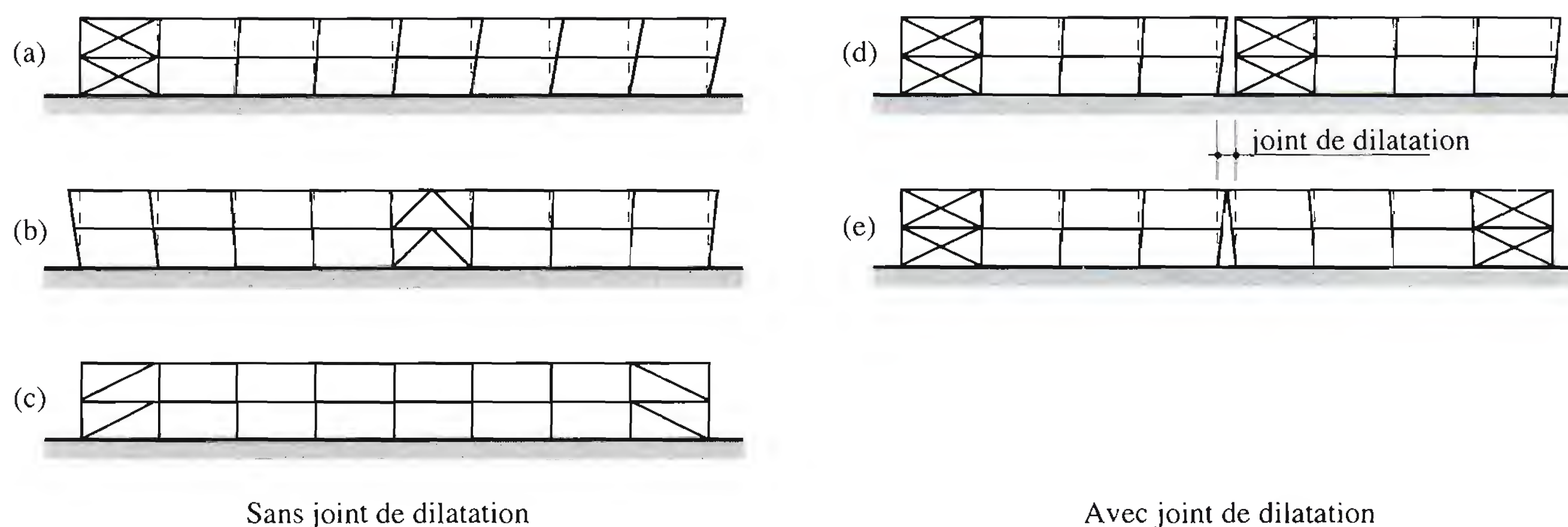


Fig. 3.23 Mouvements thermiques.

3.3.4 Stabilité des éléments porteurs

En plus de leurs fonctions de transmission des charges horizontales aux fondations et de limitation des déformations, les contreventements, qu'ils soient verticaux ou horizontaux, peuvent avoir pour rôle la création d'appuis (points fixes) nécessaires à la stabilisation d'éléments porteurs.

Dans le cas particulier d'un cadre sollicité dans son plan (fig. 3.24), la réalisation d'un point fixe de stabilisation latérale au moyen d'un contreventement longitudinal de toiture modifie de façon très importante la longueur de flambage des montants, et par conséquent la charge que peut supporter le cadre. Sans contreventement (fig. 3.24(a)), le cadre rigide n'est pas tenu latéralement et la longueur de flambage du montant est supérieure au double de sa hauteur. Avec un contreventement (fig. 3.24(b)), l'angle de cadre est tenu et constitue un point quasiment fixe. La longueur de flambage du montant ne dépassera pas la hauteur du cadre. En d'autres termes, l'appui élastique constitué par le contreventement augmente la charge critique du cadre dans une mesure qui dépend de sa rigidité (chap. 11).

Hors du plan du cadre, la création d'appuis au moyen du contreventement transversal de toiture (fig. 3.24(c)) permet d'augmenter la résistance au déversement de la traverse et, au moyen des contreventements de façade long pan, de diminuer la longueur de flambage des montants selon leur axe faible. En général, ces appuis sont considérés comme fixes, mais ce sont en fait toujours des appuis à ressort (comme on l'a vu ci-dessus).

Il est important de rappeler la nécessité de la liaison entre l'élément stabilisé (le cadre) et l'élément stabilisateur (le contreventement). Cette liaison est réalisée en toiture par les pannes et, en façade, par les filières, comme le montre la figure 3.24(c). Les forces à reprendre par les éléments de liaison et le contreventement sont relativement faibles (théoriquement, elles sont nulles en cas d'éléments sans imperfections). Les normes admettent qu'elles valent le centième de l'effort maximal de compression sollicitant chaque membrure à stabiliser. Il ne faut pas oublier que le contreventement doit en général assurer la stabilité hors plan de plusieurs cadres simultanément, ce qui signifie que les forces de stabilisation sont la somme des forces correspondant à chaque cadre stabilisé.

3.3.5 Types d'élément de stabilisation

Comme nous l'avons vu à la figure 3.18, l'indéformabilité d'un panneau peut être réalisée par triangulation (treillis), par remplissage (voile, diaphragme) ou par rigidification des nœuds (cadre-portique). Examinons plus en détail la conception de ces trois types d'élément de stabilisation.

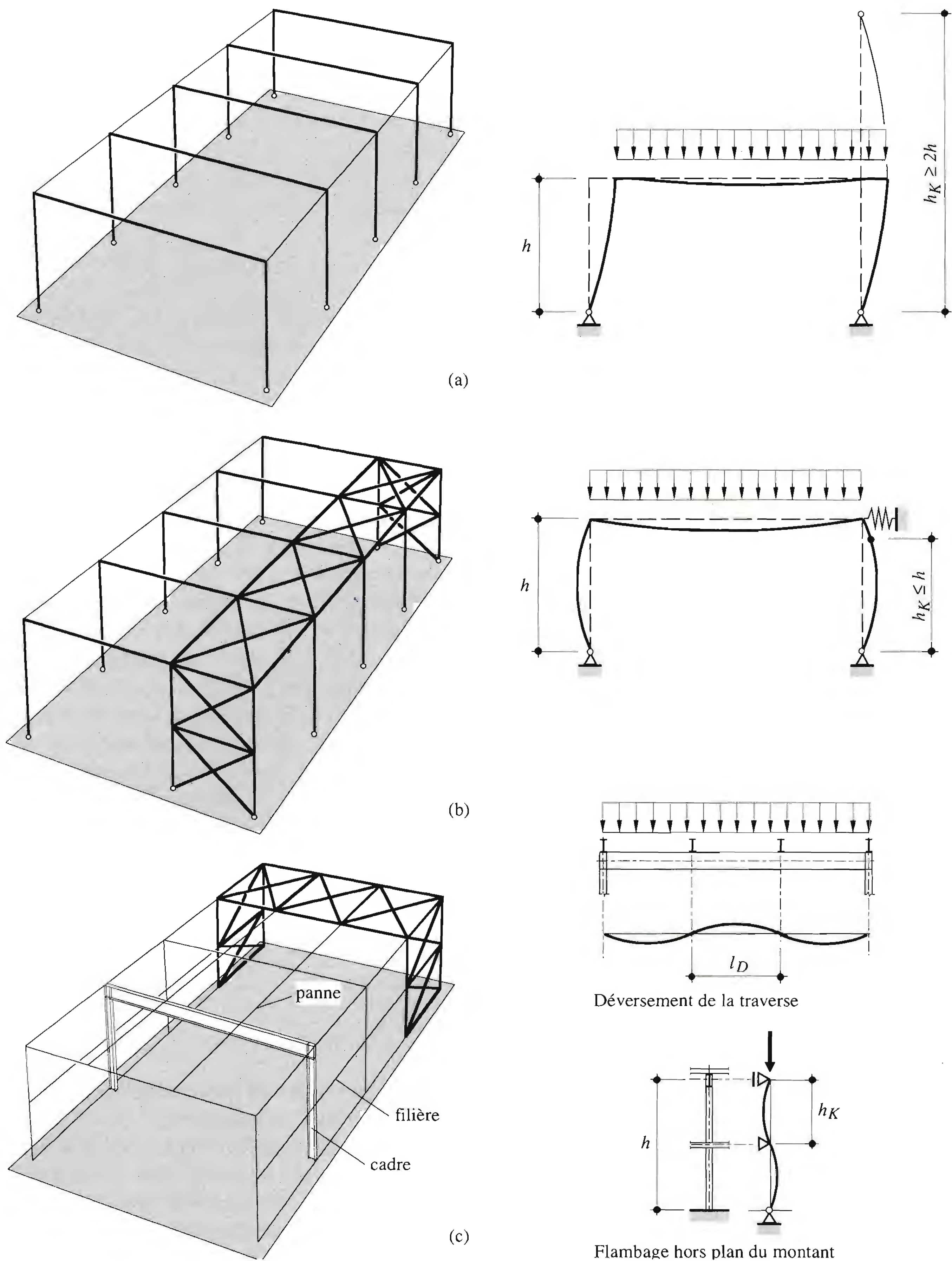


Fig. 3.24 Stabilisation d'éléments porteurs par les contreventements.

Treillis

Pour créer un panneau indéformable, il suffit de disposer une diagonale, qui sera tendue ou comprimée selon le sens de la force horizontale à transférer. Toute forme de triangulation est donc admissible, pourvu que les barres travaillant à la compression résistent au flambage. Si on veut éviter que les diagonales soient soumises à la compression, on peut disposer une deuxième diagonale inversée (travaillant en traction) dans le même panneau (contreventement en croix de St-André). Les contreventements triangulés offrent en plus l'avantage d'être installés dès le montage de l'ossature, évitant ainsi la nécessité de contreventements provisoires.

Considérons, pour simplifier le raisonnement, uniquement ce qui se passe dans le sens longitudinal d'une halle. La figure 3.25 montre deux possibilités de réaliser le système de contreventements. Dans le cas de la figure 3.25(a), le système est unique (composé d'un contreventement de toiture et de deux contreventements de façade) et devra assurer l'équilibre des forces dues au vent agissant dans les deux sens. Les pannes et les filières doivent donc être capables de transférer des efforts de compression en cas de vent arrière.

Dans la halle de la figure 3.25(b), le système de contreventements est doublé. Il est possible d'admettre que chaque système de contreventements reprend uniquement la part des charges agissant dans un seul sens (pression sur un pignon plus dépression sur l'autre), mais ne participe pas à la résistance dans le sens opposé. Dans ce cas, chaque système de contreventements doit être dimensionné pour reprendre l'entier des charges, mais dans un sens seulement (pas d'inversion des efforts). Rappelons que ce type de disposition peut engendrer des problèmes liés à la dilatation thermique (§ 3.3.3).

La distinction faite ci-dessus quant au mode de sollicitation est en particulier importante pour les treillis qui n'ont pas la même résistance ultime dans les deux sens. Le treillis en N convient bien lorsqu'il n'y a pas d'inversion des efforts, ou une inversion de faible intensité seulement. Les treillis en K ou en V comportent des diagonales comprimées, quel que soit le sens de la sollicitation (en outre, ils ont le désavantage de nécessiter la réalisation de plus de nœuds que la plupart des autres types de treillis). Les treillis en croix de St-André ont également une diagonale comprimée et une tendue par panneau, quel que soit le sens de la charge, mais, en revanche, ils sont hyperstatiques intérieurement. De ce fait, la résistance des diagonales comprimées n'est pas indispensable pour assurer l'équilibre du système. Il est donc possible de négliger la participation de ces diagonales comprimées (flambage) et d'admettre que seules les diagonales tendues sont efficaces.

En conclusion, et en règle générale, on peut dire que :

- les treillis en croix de St-André, éventuellement en K ou en V, conviennent pour les contreventements où il y a une inversion importante des efforts, tel celui représenté à la figure 3.25(a);
- les treillis en N, éventuellement en K ou en V, conviennent pour les contreventements sollicités dans un seul sens, tels ceux représentés à la figure 3.25(b).

Voiles et diaphragmes

Des diaphragmes en tôle profilée ou en panneau sandwich, des dalles en béton armé ou mixtes acier-béton sont capables de rigidifier des plans et de résister aux efforts de cisaillement afin d'assurer la transmission des efforts dans les éléments de stabilisation. Des voiles verticaux de stabilisation peuvent être réalisés par remplissage d'une ou deux travées entre montants avec du béton armé ou de la maçonnerie. Le béton est utilisé pour les fortes sollicitations (halles de grandes dimensions, séismes), alors que la maçonnerie est réservée aux faibles sollicitations. Des parties de bardage en tôle profilée ou en panneau sandwich peuvent aussi constituer des diaphragmes de stabilisation verticaux. La figure 3.26(a) donne quelques exemples de voiles et diaphragmes.

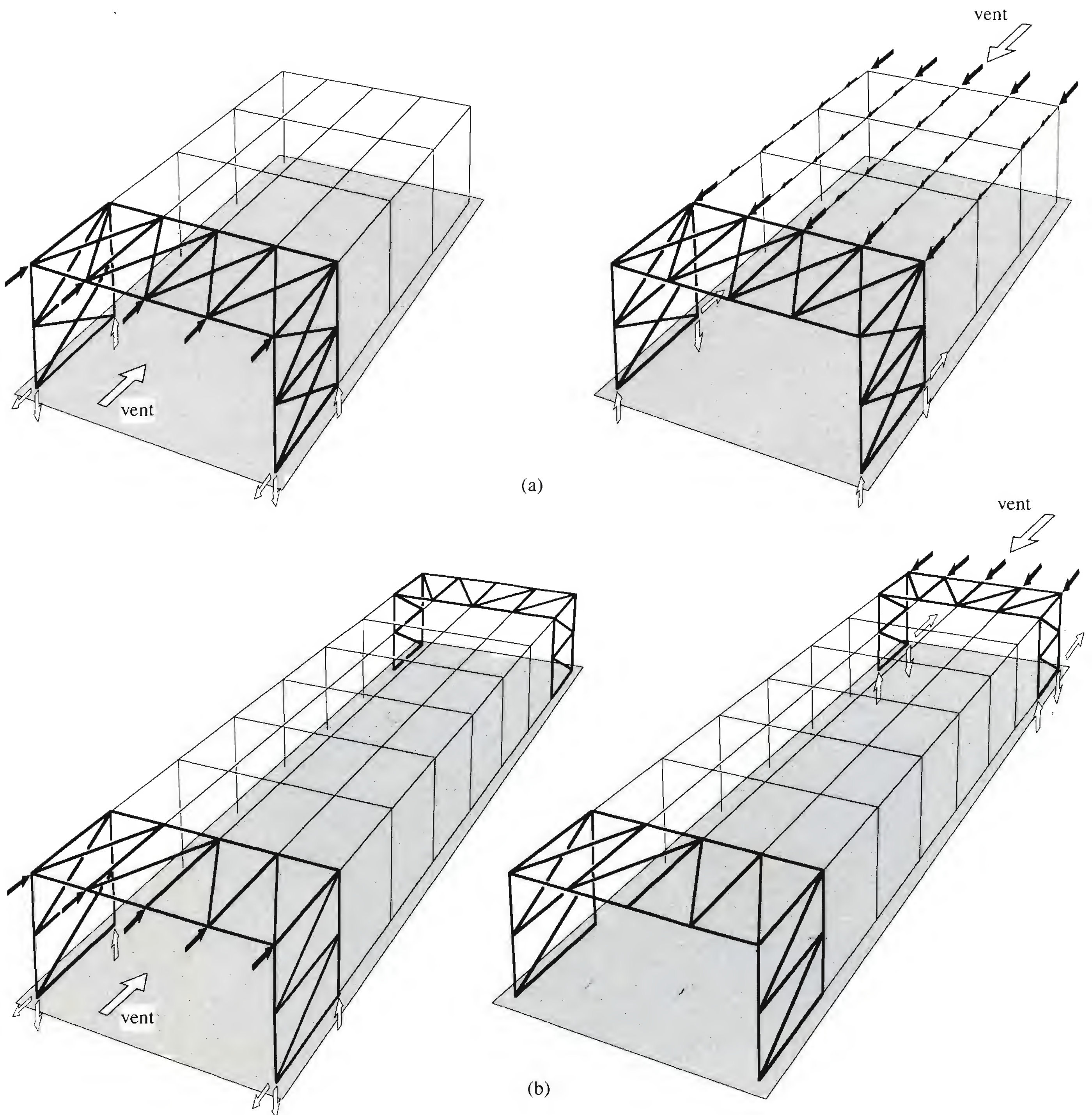


Fig. 3.25 Dispositions possibles pour le système transversal de contreventements.

Il est également possible d'utiliser, pour la stabilisation des ossatures de halle, un noyau ou un mur de refend en béton armé (fig. 3.26(b)). Ce genre de stabilisation, que l'on emploie plutôt dans les bâtiments à étages, consiste à utiliser les cages d'escalier ou d'ascenseur, ainsi que des parois intérieures en béton armé, comme éléments rigides créant les appuis nécessaires à la reprise des efforts horizontaux. La conception de tels systèmes sera développée au chapitre 4 consacré aux structures porteuses de bâtiments à étages.

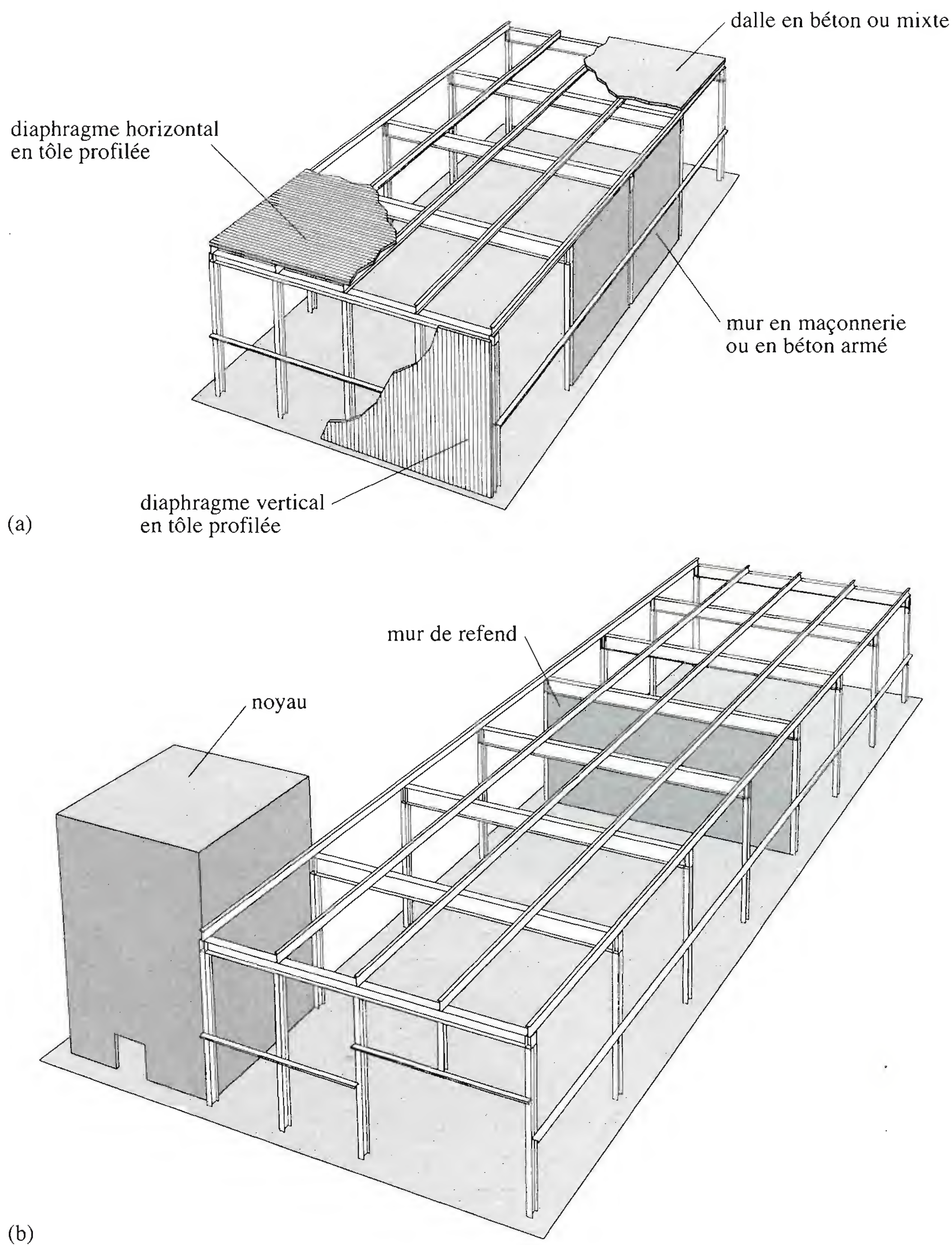


Fig. 3.26 Voiles et diaphragmes de stabilisation.

Tous les éléments mentionnés ci-dessus, tels que parois verticales de remplissage en béton ou en maçonnerie, tôles profilées ou panneaux de toiture ou de façade, dalles, etc., contribuent à raidir la structure porteuse, même s'ils n'ont pas été conçus comme éléments de stabilisation. Le cas échéant, la participation de ces éléments à la résistance et à la stabilité doit être justifiée par des calculs et des détails de construction adéquats doivent être mis en œuvre. En particulier, la transmission des efforts, en général par cisaillement, entre les éléments porteurs et les éléments de stabilisation doit être garantie. Les plaques de tôle profilée doivent être liées entre elles et avec la charpente au moyen de clous, vis ou rivets.

La liaison entre le béton et l'acier doit être réalisée par des goudjons soudés, des équerres clouées ou d'autres moyens de connexion.

Cadres-portiques (ou palées de stabilisation)

Dans les cadres-portiques de stabilisation, appelés aussi *palées*, c'est l'encastrement des montants dans la traverse qui assure la rigidité du panneau (fig. 3.27(a)). Une palée de stabilisation peut aussi être un contreventement triangulé dont la forme rappelle le portique (fig. 3.27(b)). Lorsque plusieurs panneaux sont rendus rigides par un effet de cadre, on obtient des portiques multiples (fig. 3.27(c)).

Pour obtenir, avec un portique, une rigidité comparable à celle d'un contreventement en croix de St-André, il faut des sections d'acier beaucoup plus importantes en raison de la flexion sollicitant les profilés. Une stabilisation par cadre-portique ou palée se justifie cependant dans certains cas, par exemple pour :

- laisser libre passage à des véhicules (ne pas avoir de diagonales à travers un espace),
- éviter les diagonales dont l'effet esthétique est inacceptable,
- garder plus de liberté pour une modification de la structure (nouvelle affectation des locaux).

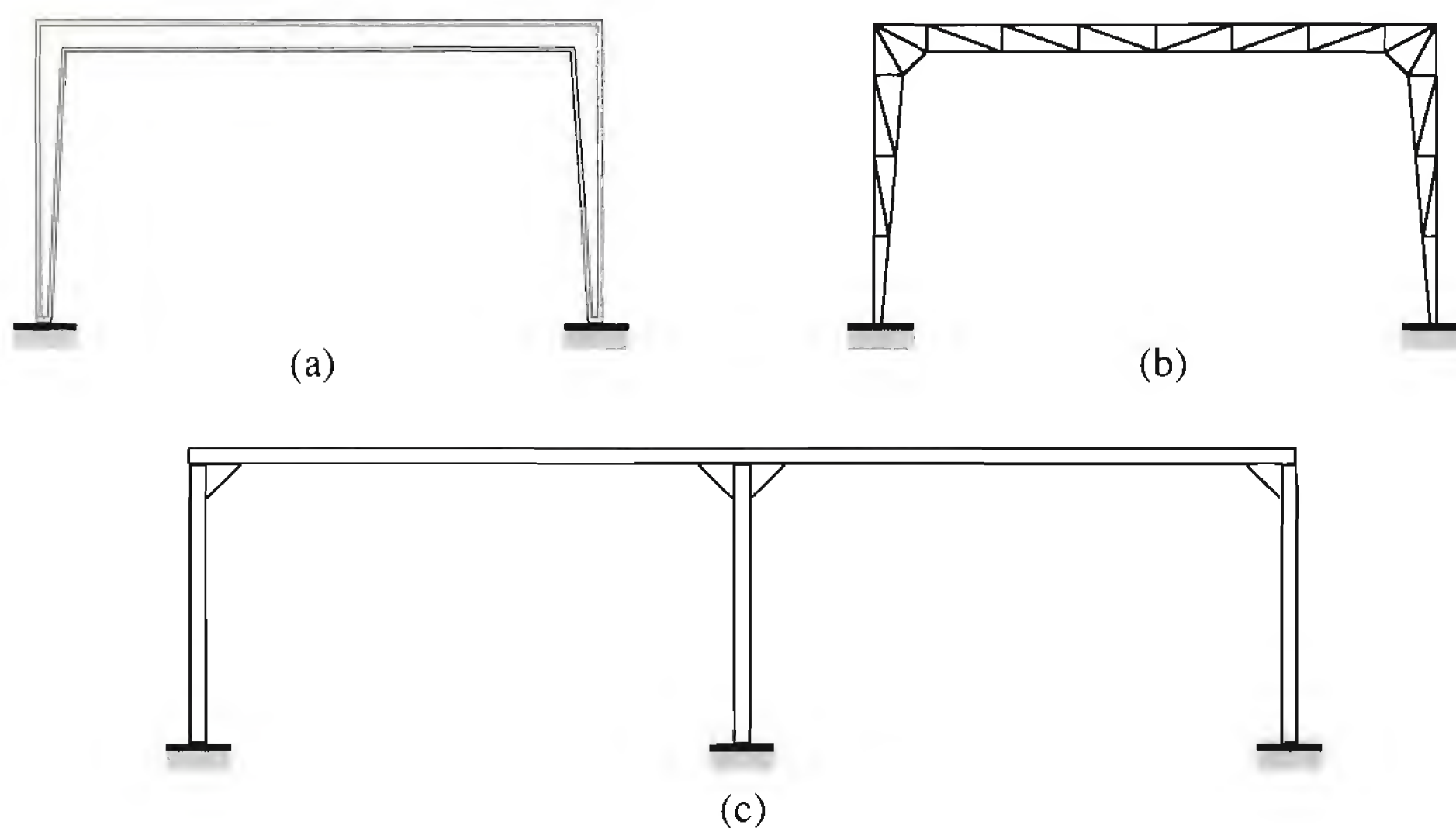


Fig. 3.27 Portiques de stabilisation.

3.3.6 Contreventements situés dans les toitures non horizontales

Transmission des forces verticales

Les contreventements situés dans les pans des toitures non horizontales présentent la particularité de participer également à la reprise des forces verticales. Pour illustrer cette particularité, considérons une structure métallique de halle avec toiture à deux pans (fig. 3.28(a)). Lorsqu'une force verticale est appliquée à cette structure, le faîte a tendance à se déplacer vers le bas et les rives vers l'extérieur. Ces déplacements ne peuvent pas se produire sans qu'il y ait déformation dans les pans de la toiture. La structure porteuse dans son ensemble (fermes, pannes, contreventements, couverture, assemblages, fixations) agit en fait comme une structure plissée impliquant un effet porteur tridimensionnel (§ 3.5.4). Les pans de la

toiture tendent à résister à ces déplacements en fonction de leur rigidité, à la manière d'une poutre de grande hauteur (fig. 3.28(b)) dont les membrures seraient les pannes de bord (la faîtière et la sablière), l'âme serait la couverture ou le contreventement et les appuis seraient les pignons contreventés. Les efforts dans les pans inclinés s'obtiennent par simple décomposition des forces verticales Q_V selon les angles de pente de la toiture (fig. 3.28(c)).

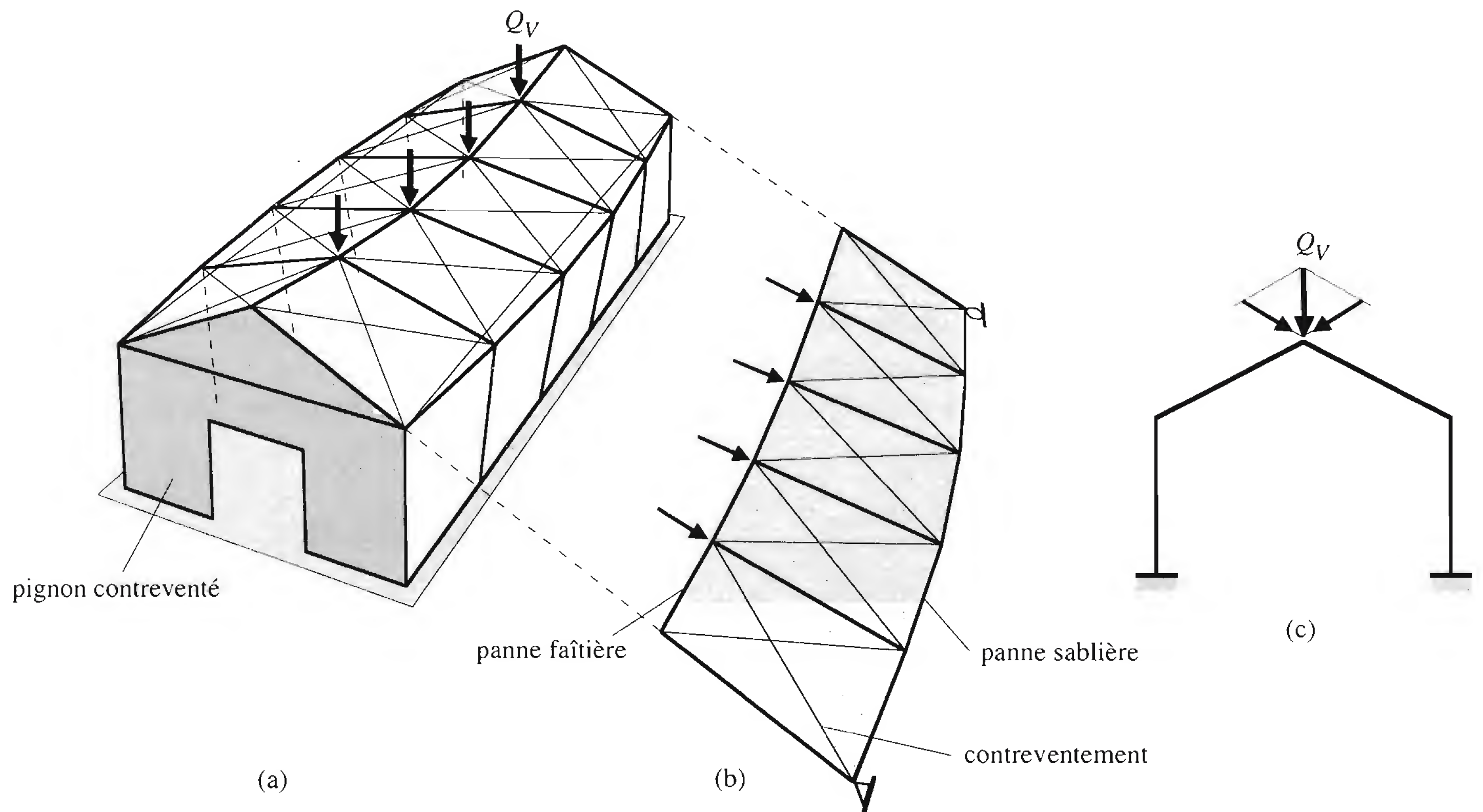


Fig. 3.28 Contreventements de toiture à deux pans transmettant des forces verticales.

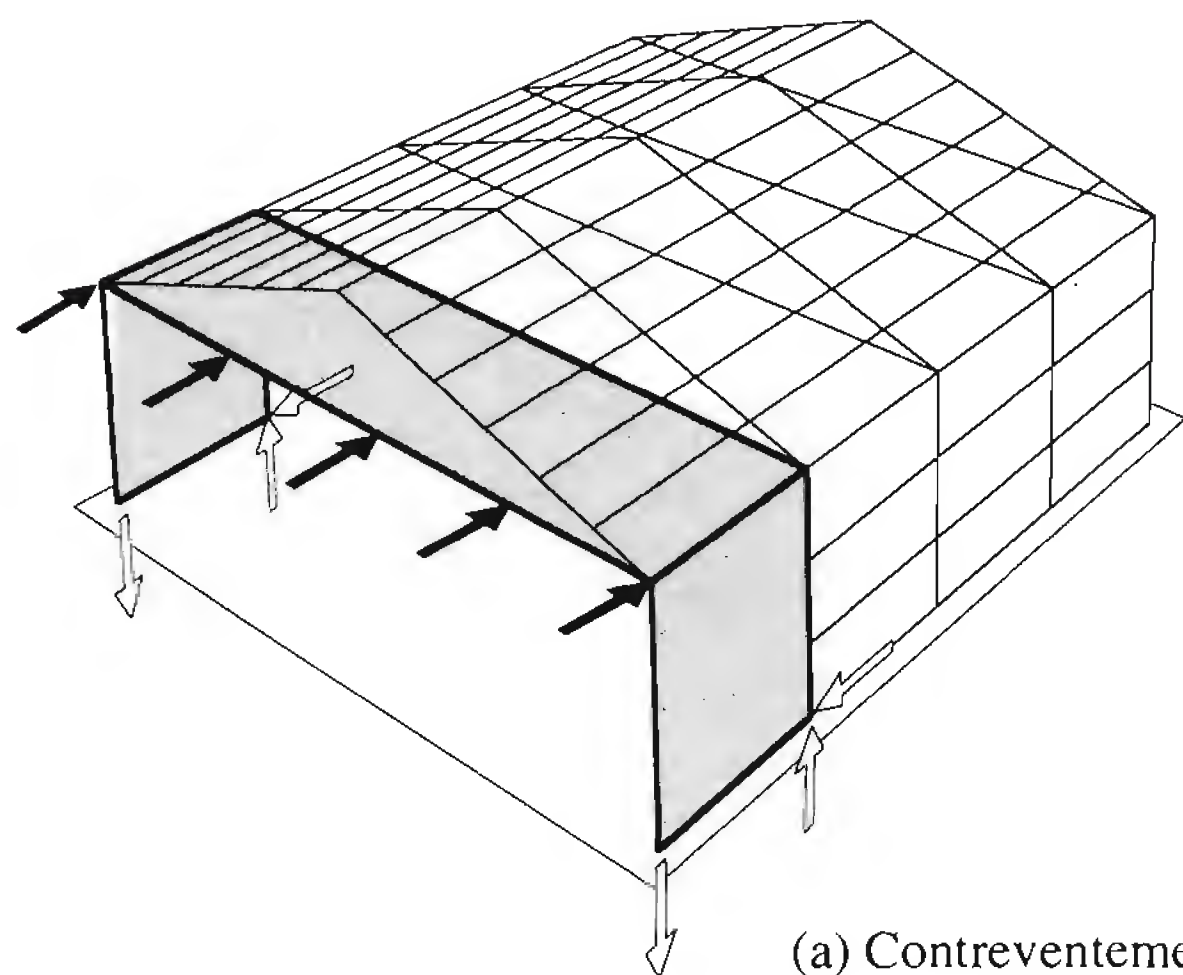
Transmission des forces horizontales

Les contreventements de toiture chargés de transmettre les forces horizontales dans les halles dont la toiture n'est pas horizontale peuvent être disposés de deux façons. Ou bien ils sont horizontaux et placés au niveau de la membrure inférieure des traverses brisées ou polygonales (fig. 3.29(a)), ou bien ils sont situés dans les pans mêmes de la toiture (fig. 3.29(b)). Les surfaces tramées de la figure 3.29 représentent les systèmes chargés de stabiliser la structure selon la direction des forces (longitudinales ou transversales) et selon la position des contreventements de toiture (horizontale ou dans les pans inclinés). Il faut remarquer que lorsque le contreventement est horizontal, au moins un des panneaux de la toiture doit être contreventé (fig. 3.29(a)).

3.4 Structures en shed

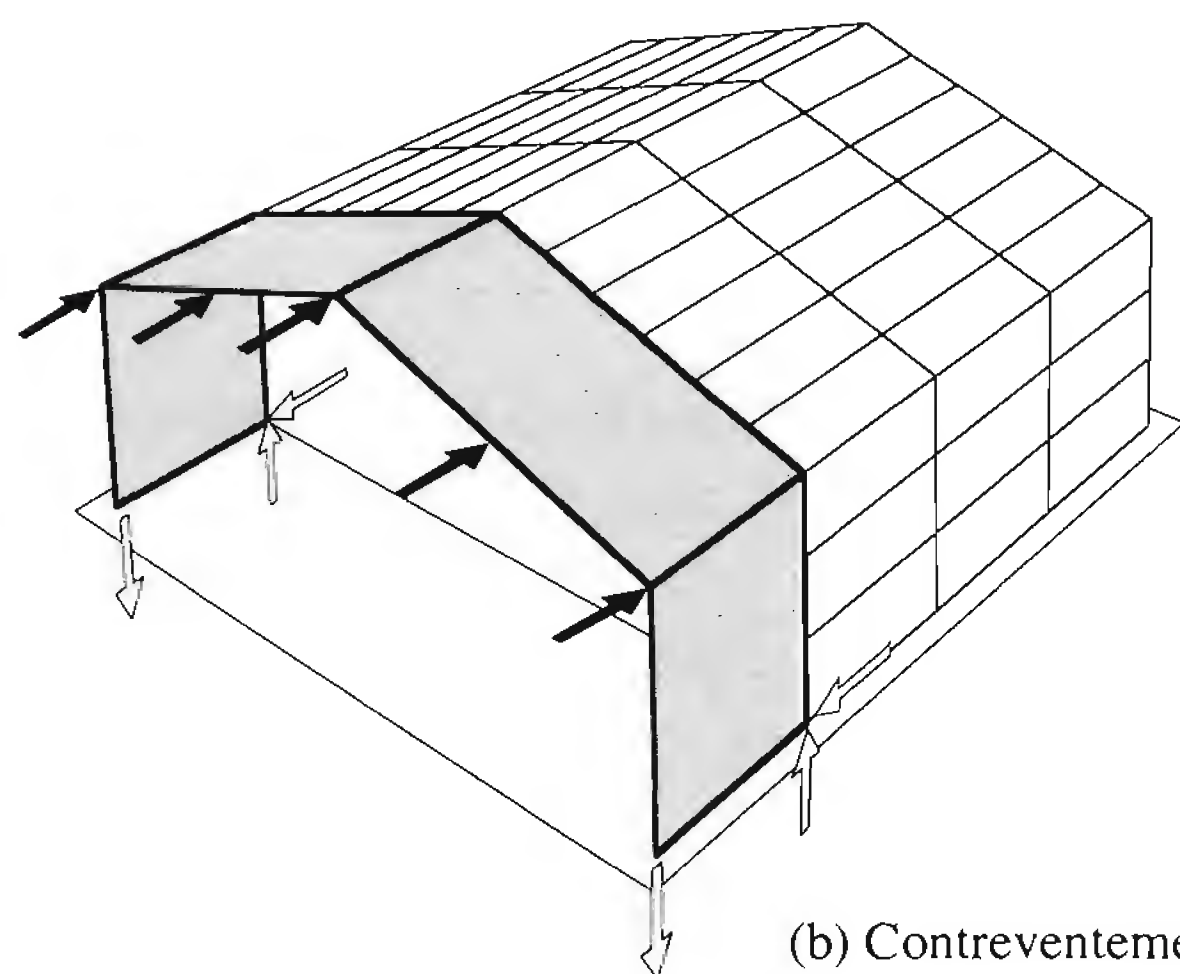
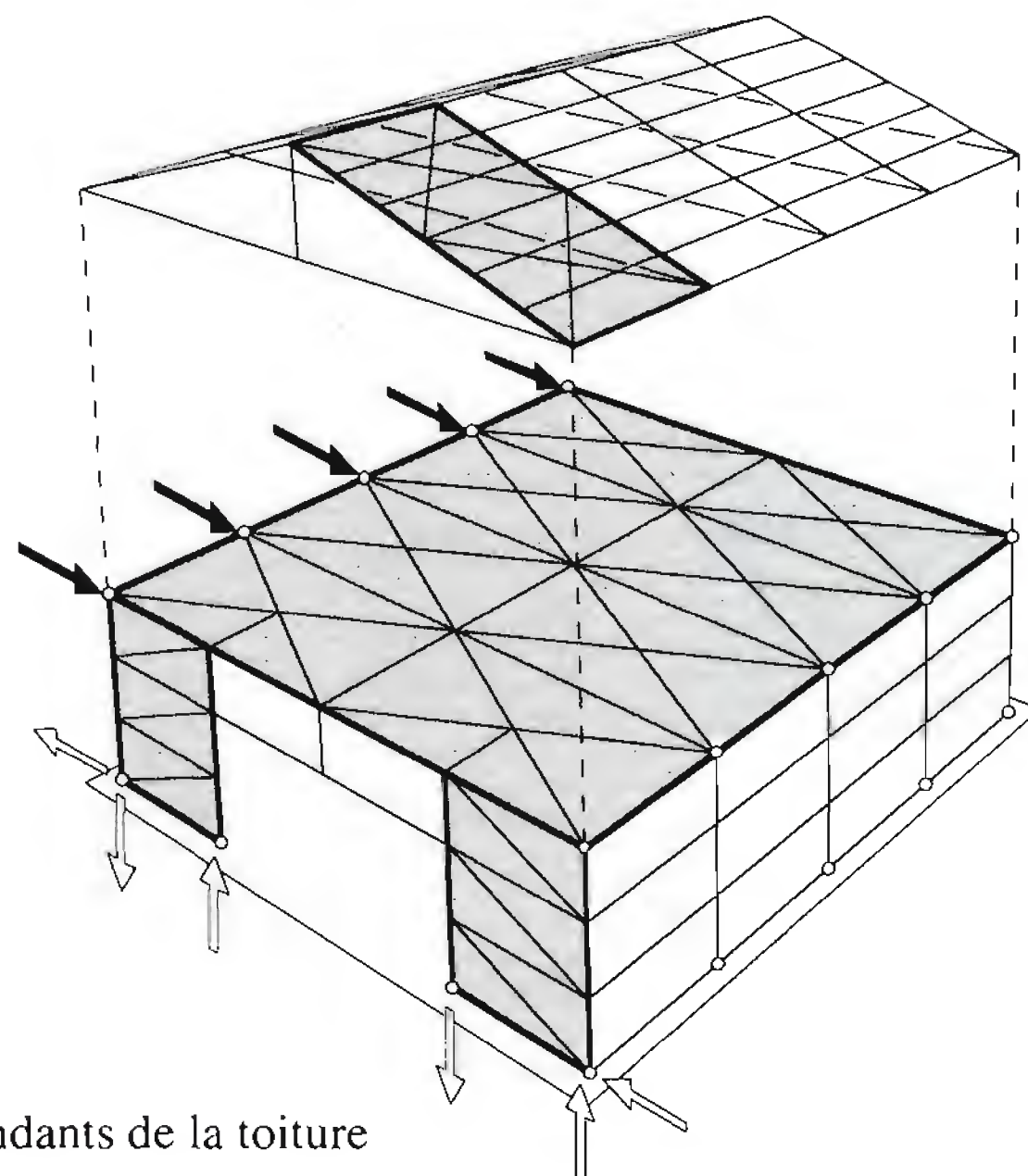
On appelle *shed* une partie de toiture en forme de prisme triangulaire horizontal dissymétrique; la halle est alors caractérisée par une élévation en dents de scie (fig. 3.30). Cette disposition permet

FORCES LONGITUDINALES



(a) Contreventements indépendants de la toiture

FORCES TRANSVERSALES



(b) Contreventements dans les plans de la toiture

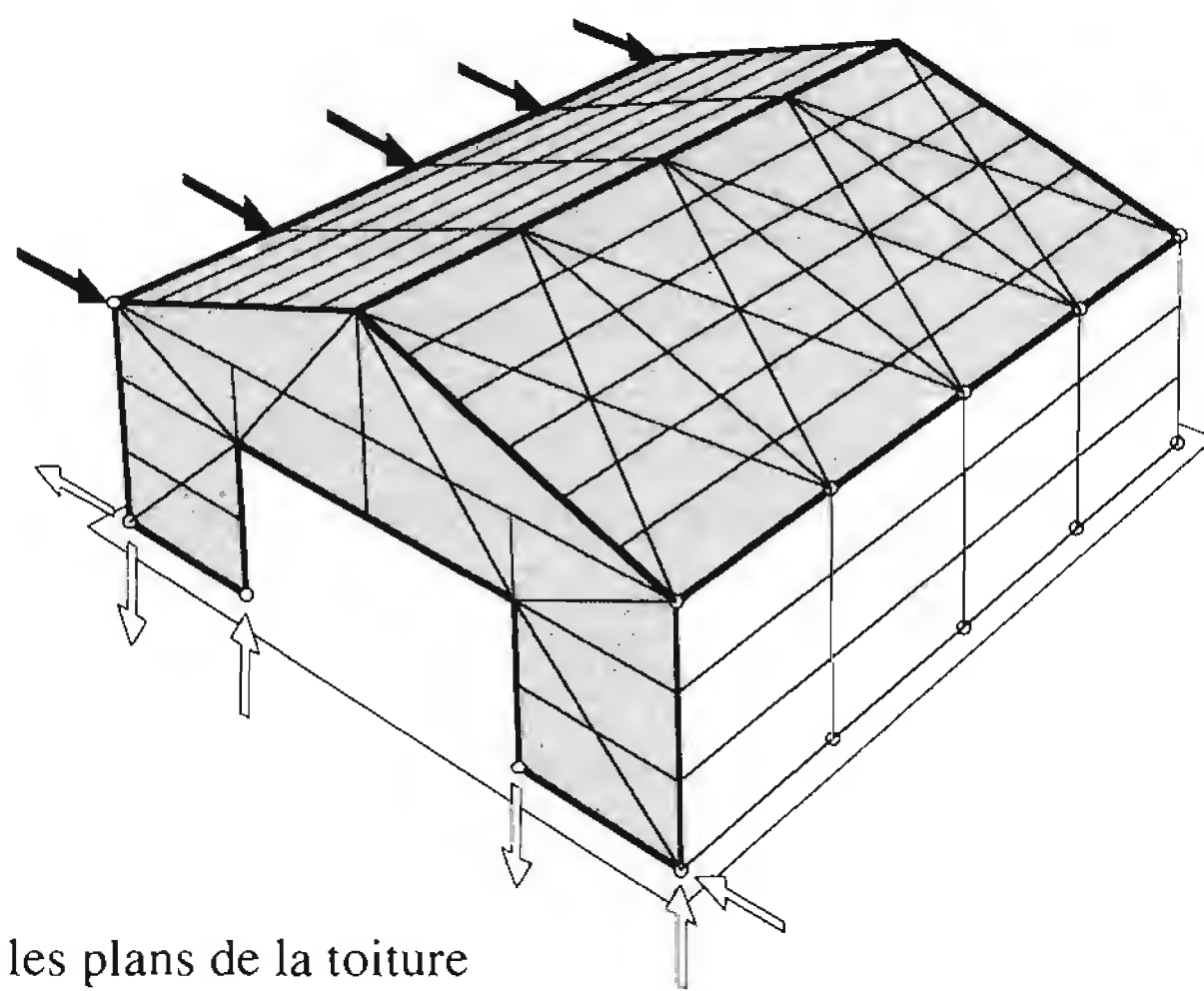


Fig. 3.29 Contreventements de halles à toiture inclinée transmettant des forces horizontales.

d'incorporer une importante surface vitrée en toiture, en général dans le pan le plus incliné du shed. On obtient ainsi un éclairage naturel uniforme et sans ensoleillement direct. A cet effet, les plans vitrés du shed doivent être orientés vers le secteur nord-ouest – nord-est (dans l'hémisphère Nord). Citons comme inconvénients du shed les problèmes d'étanchéité, dus à l'eau de pluie (ou à la neige) retenue dans un espace concave, les détails de construction en général plus compliqués et, dans certains cas, le volume de comble non utilisé à chauffer ou à climatiser.

Le rapport entre l'écartement des plans vitrés et la hauteur de la halle influence l'uniformité de l'éclairage. Ce sera, avec la hauteur statique à disposition, un des critères de choix de la géométrie, notamment l'espacement des montants ou des cadres. Nous allons distinguer deux cas :

- les sheds qui ne font pas partie de la structure porteuse principale de la halle (appelés aussi *faux sheds*) et dont le rôle principal est de créer la géométrie désirée de la toiture,
- les sheds qui font partie intégrante de la structure porteuse principale.

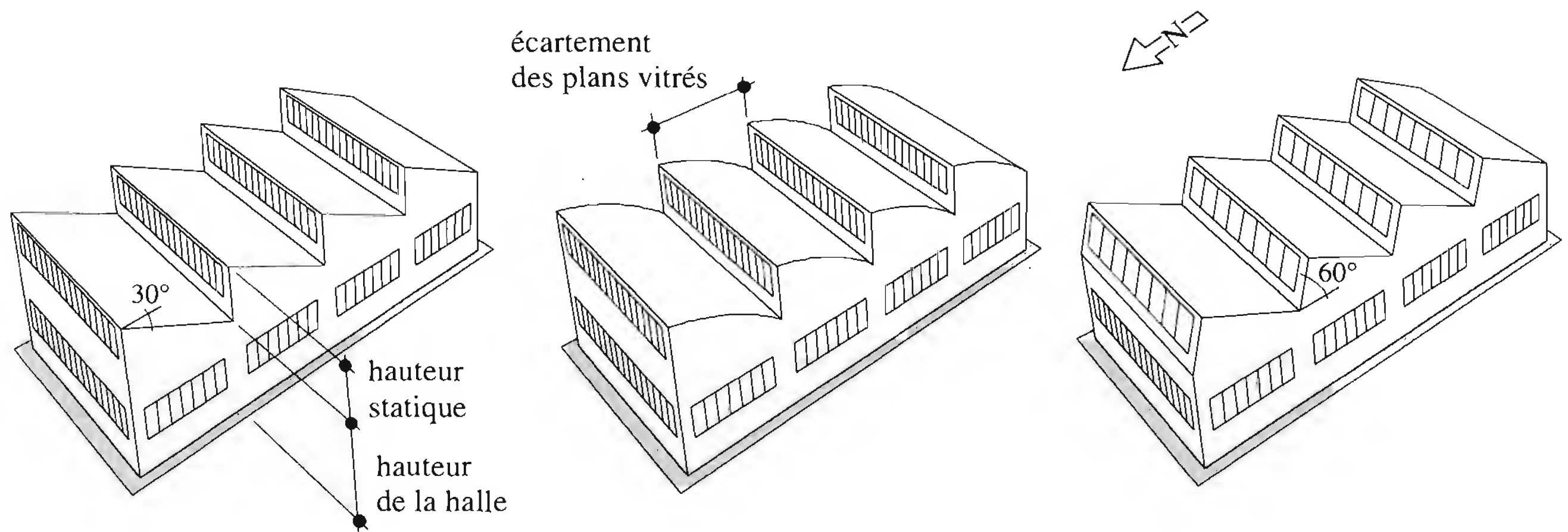


Fig. 3.30 Perspectives schématiques de halles en shed.

3.4.1 Sheds indépendants de la structure porteuse principale

Une première conception consiste à considérer que la structure porteuse principale est constituée de cadres transversaux plans sur lesquels reposent, à la place des pannes, des éléments porteurs secondaires en forme de triangle. La nature de ces porteurs peut être très diverse (fig. 3.31):

- simple panne brisée (bi-linéaire), avec ou sans sous-tirant (fig. 3.31(a)),
- poutre à treillis sur deux appuis (fig. 3.31(b)),
- poutre à treillis continue (fig. 3.31(c)).

Dans la solution avec poutres à treillis continues, la portée entre cadres transversaux peut être augmentée grâce à la grande hauteur statique des treillis. Cette conception offre la possibilité d'avoir plusieurs plans vitrés entre deux cadres adjacents.

La traverse des cadres (fig. 3.31(a,b)) est en général constituée d'un profil à double té ou d'un caisson. Elle peut aussi être remplacée par le chéneau d'évacuation des eaux, situé dans le creux des sheds, qui doit alors être porteur (fig. 3.31(d)).

Une autre conception de sheds indépendants est réalisée par le système *mini-shed* (fig. 3.32) offrant de très bonnes conditions d'éclairage zénithal [3.7]. Dans ce cas, la structure porteuse principale de la halle est longitudinale. Elle est constituée de cadres plans sur lesquels reposent, transversalement, des poutres à treillis assemblées deux à deux en forme de V renversé. La poussée horizontale provenant de l'inclinaison des treillis peut être reprise par un contreventement horizontal situé dans le plan des membrures inférieures des treillis, aux extrémités de la halle par exemple.

3.4.2 Sheds intégrés à la structure porteuse

Nous avons vu que les systèmes de shed précédents sont constitués d'une structure porteuse conventionnelle (fig. 3.1) sur laquelle reposent, de façon indépendante, des éléments porteurs particuliers de toiture en dents de scie. Si au contraire une structure porteuse principale est intégrée dans le volume de cette toiture (fig. 3.2(b)), on utilise de façon plus rationnelle la hauteur statique à disposition donnée par la hauteur du vitrage. La traverse du cadre (poutre à treillis, poutre *Vierendeel*) peut ainsi être intégrée dans une partie ou dans la totalité du plan vitré (fig. 3.33). Les pannes sont de simples poutres reposant à une extrémité sur la membrure supérieure d'une traverse et à l'autre extrémité sur la membrure inférieure de la traverse suivante.

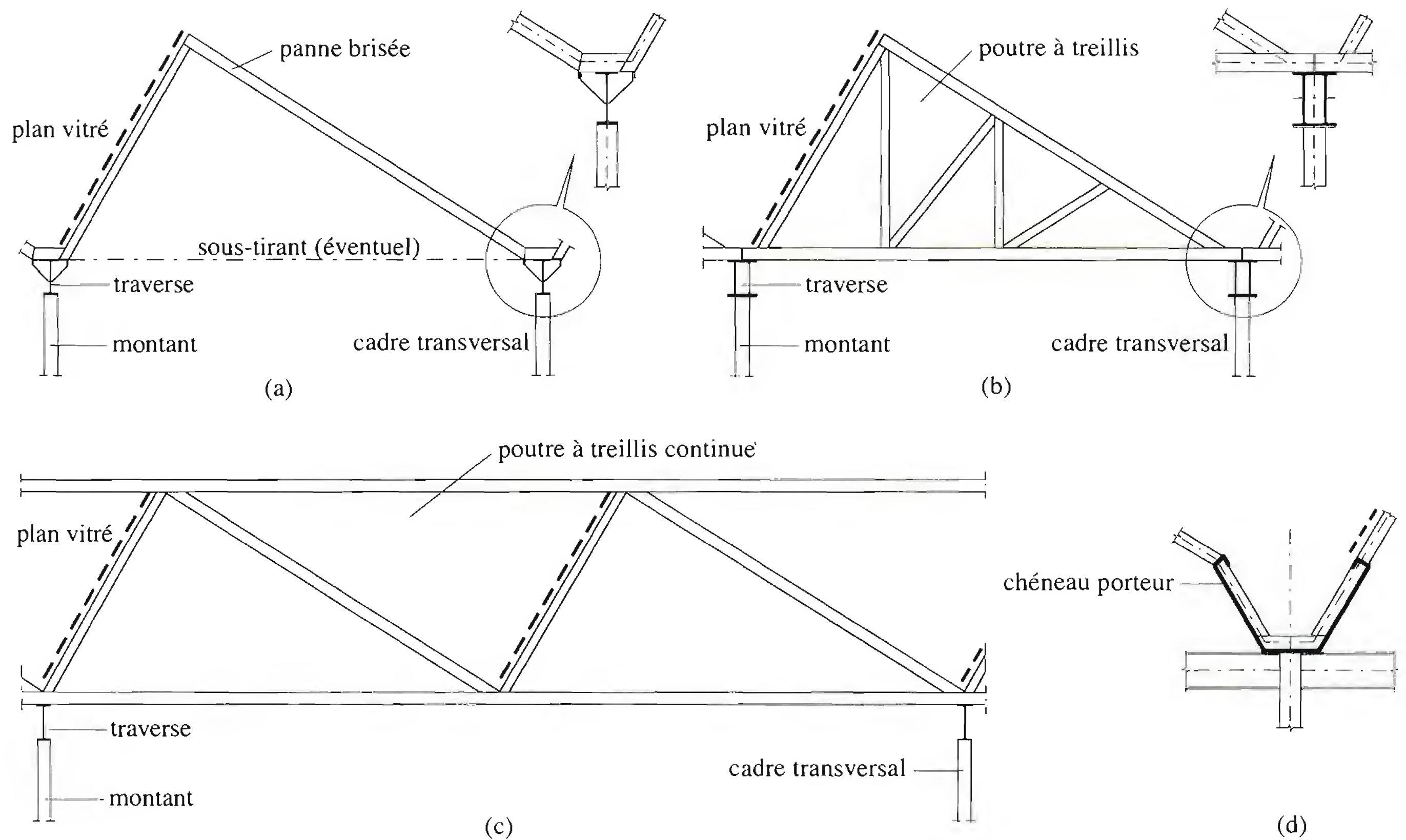


Fig. 3.31 Sheds indépendants sur traverses de cadre.

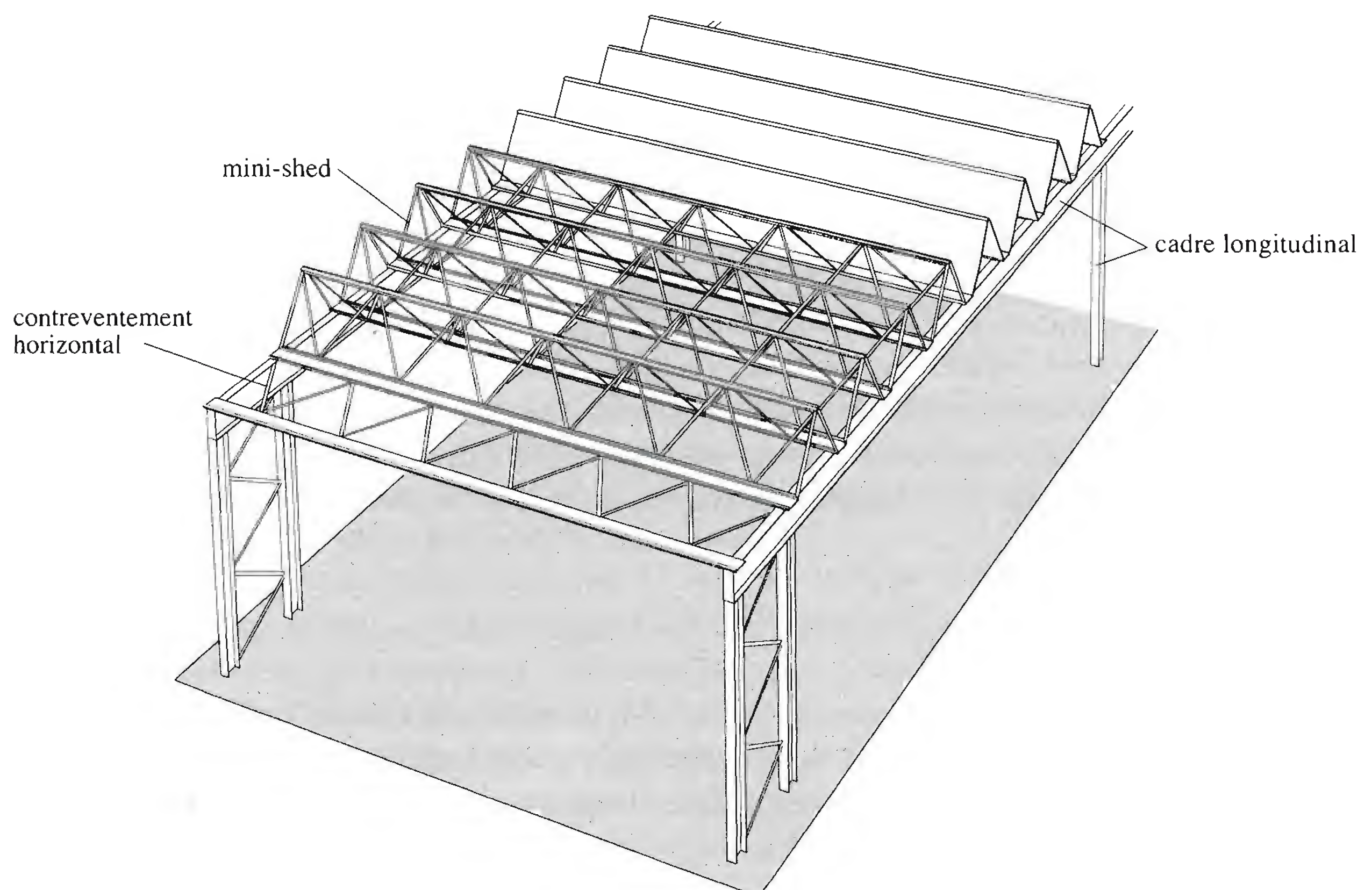


Fig. 3.32 Mini-sheds sur cadres longitudinaux.

En cas de traverses verticales (fig. 3.33(a)) et de charges essentiellement verticales (poids propre, neige) ces pannes inclinées induisent des réactions également verticales, donc dans le plan des traverses. Par contre, sous l'effet du vent par exemple, qui agit perpendiculairement aux faces frappées, les pannes sollicitent les traverses hors de leur plan, ce qui nécessite une stabilisation de la structure porteuse. Lorsque les traverses de cadre sont elles-mêmes situées dans un plan incliné (fig. 3.33(b)), les charges verticales créent des efforts hors plan qu'il est nécessaire de faire cheminer jusqu'aux contreventements de stabilisation (§ 3.4.3).

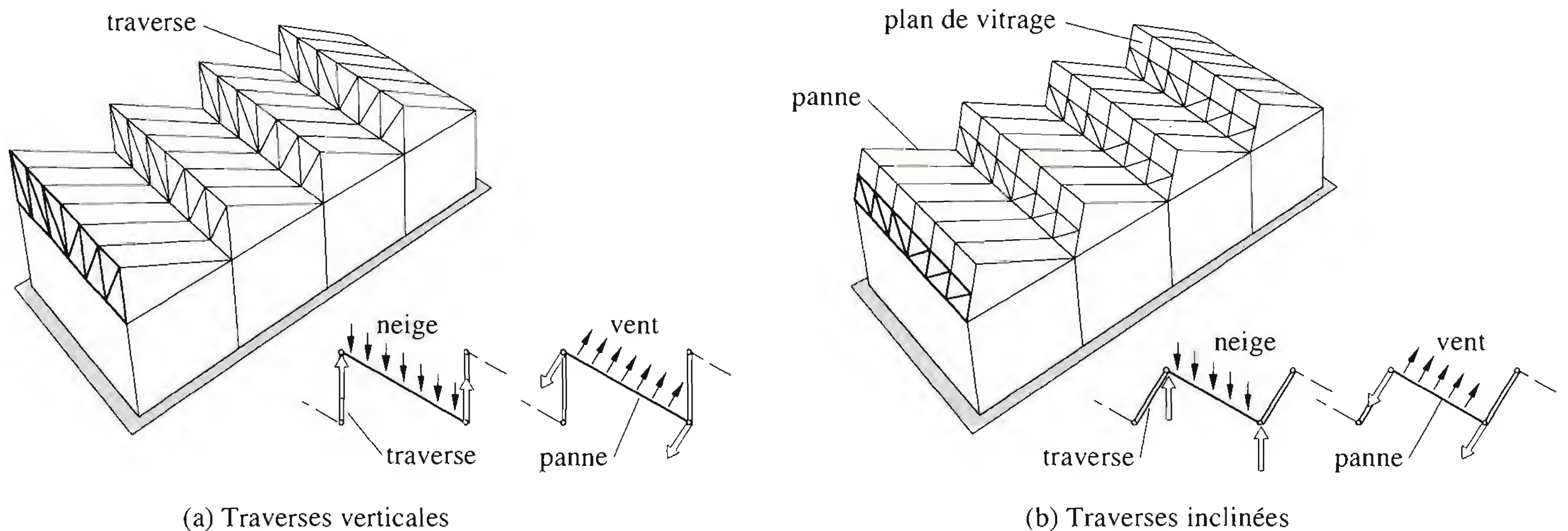


Fig. 3.33 Sheds intégrés à la structure porteuse.

3.4.3 Stabilisation des halles en shed

Le bref aperçu des différents systèmes de shed laisse entrevoir que le cheminement des efforts dans ces structures est parfois complexe. Ceci est dû d'une part au fait que les éléments porteurs sont inclinés (ferme à treillis dans le plan du vitrage, pannes brisées) et d'autre part au fait que la pression du vent s'exerce non seulement sur les façades de la halle, mais également sur les faces de chaque shed constituant la toiture. Il faut donc assurer aussi bien la stabilisation individuelle des sheds que la stabilisation d'ensemble de la halle sous l'effet simultané des charges verticales et horizontales.

Nous allons exposer les principes de stabilisation en séparant la reprise des charges verticales de celle des charges horizontales, pour des raisons de clarté. Toutefois, dans les structures réelles en shed, il n'y a pas de séparation entre les éléments destinés à reprendre ces deux types de charge qui agissent simultanément.

Stabilisation sous forces verticales

Considérons la halle en shed esquissée à la figure 3.34, soumise à des forces verticales. La structure des sheds est composée d'une poutre à treillis dans le plan du vitrage et de pannes inclinées en poutre simple dans l'autre plan (fig. 3.34(a)). La composante de Q_V située dans le plan incliné du vitrage est reprise par flexion de la poutre à treillis. Etant donné la faible rigidité transversale (hors plan) de cette poutre, la composante de Q_V agissant perpendiculairement au treillis ne peut pas être équilibrée. La structure est donc instable. Pour stabiliser ce système, il existe de nombreuses solutions dont deux sont présentées.

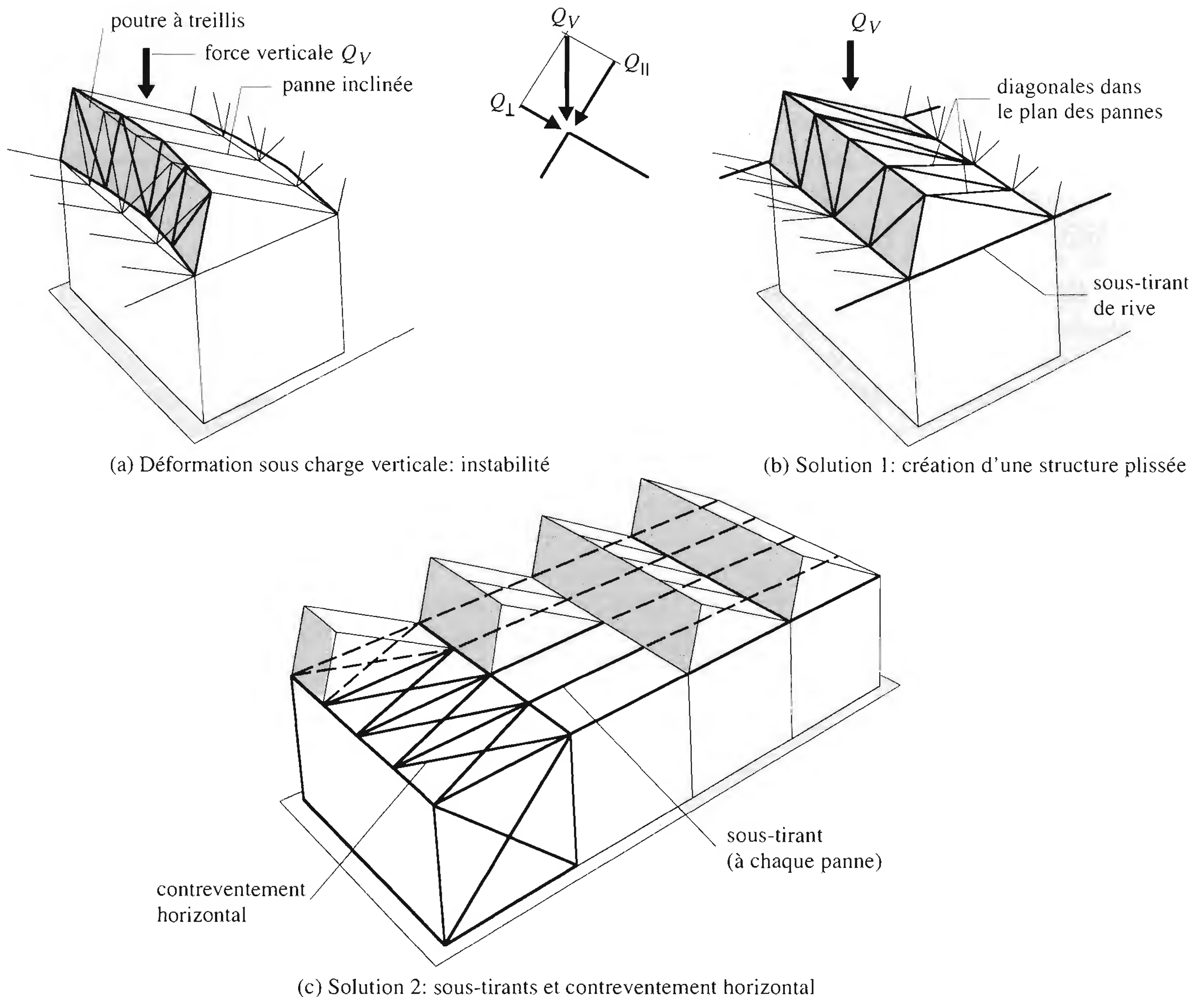


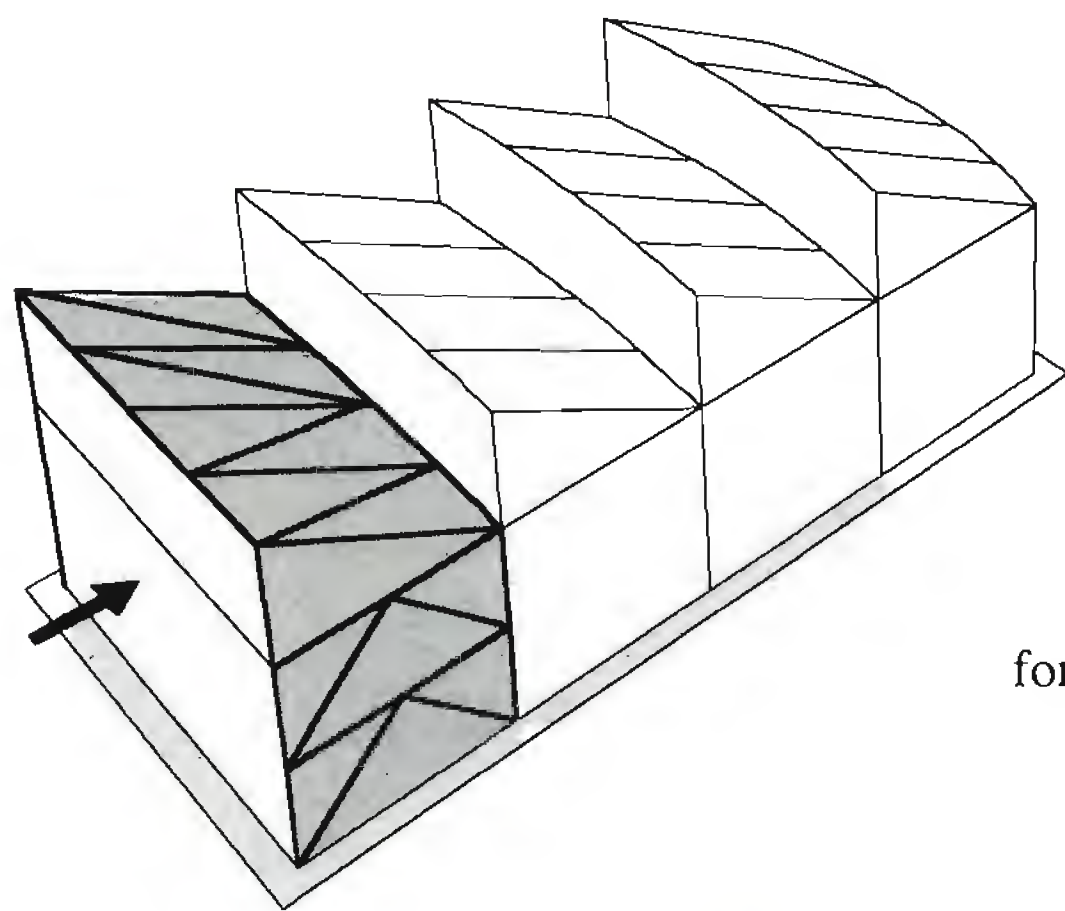
Fig. 3.34 Stabilisation des sheds intégrés à la structure porteuse.

Une première solution (fig. 3.34(b)) consiste à réaliser l'équilibre des forces en ajoutant des diagonales dans le plan des pannes, de façon à créer une deuxième poutre à treillis. En première approximation, on peut effectuer le calcul statique de chaque poutre à treillis inclinée en négligeant l'influence des poutres voisines, mais en réalité, on est en présence d'un système très hyperstatique. En effet, chaque poutre partage ses membrures inférieure et supérieure avec les poutres voisines et la compatibilité des déformations doit par conséquent être assurée le long de cette ligne commune. On appelle un tel système une *structure plissée* (§ 3.5.4). Remarquons la présence, aux extrémités des poutres, c'est-à-dire au droit des montants, d'un sous-tirant qui empêche les sheds de *s'ouvrir*. Ceci est particulièrement important pour les sheds situés aux extrémités ou pour les sheds non chargés de manière uniforme. Une des hypothèses à la base du calcul des structures plissées est, d'ailleurs, que l'indéformabilité de la section est garantie dans les plans verticaux d'extrémité (au moyen d'un diaphragme ou d'un sous-tirant, par exemple). Un tel système constitue en quelque sorte une structure porteuse spatiale, pour laquelle aucun autre contreventement n'est nécessaire, excepté bien sûr les contreventements verticaux descendant jusqu'aux fondations.

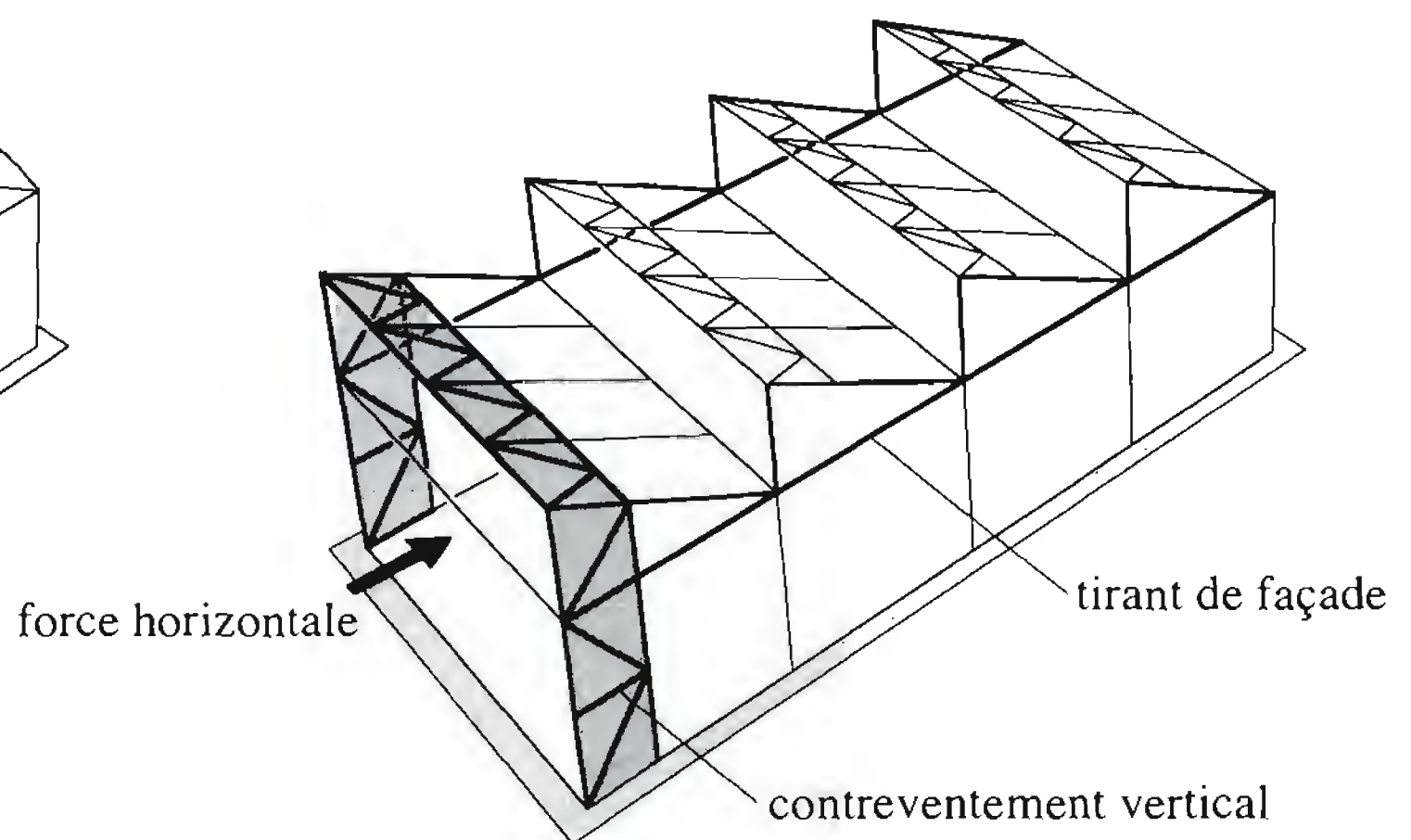
Une deuxième solution (fig. 3.34(c)) consiste à remplacer l'effet des diagonales dans le plan des pannes par celui de sous-tirants placés horizontalement pour fermer le triangle des sheds. On remplace ainsi la stabilisation spatiale par des plans verticaux (les triangles) indéformables. Toutefois dans un tel système, les efforts dans les sous-tirants doivent être conduits dans un contreventement transversal de toiture disposé horizontalement (comme dans la figure) ou dans le plan des pannes.

Stabilisation sous forces horizontales longitudinales

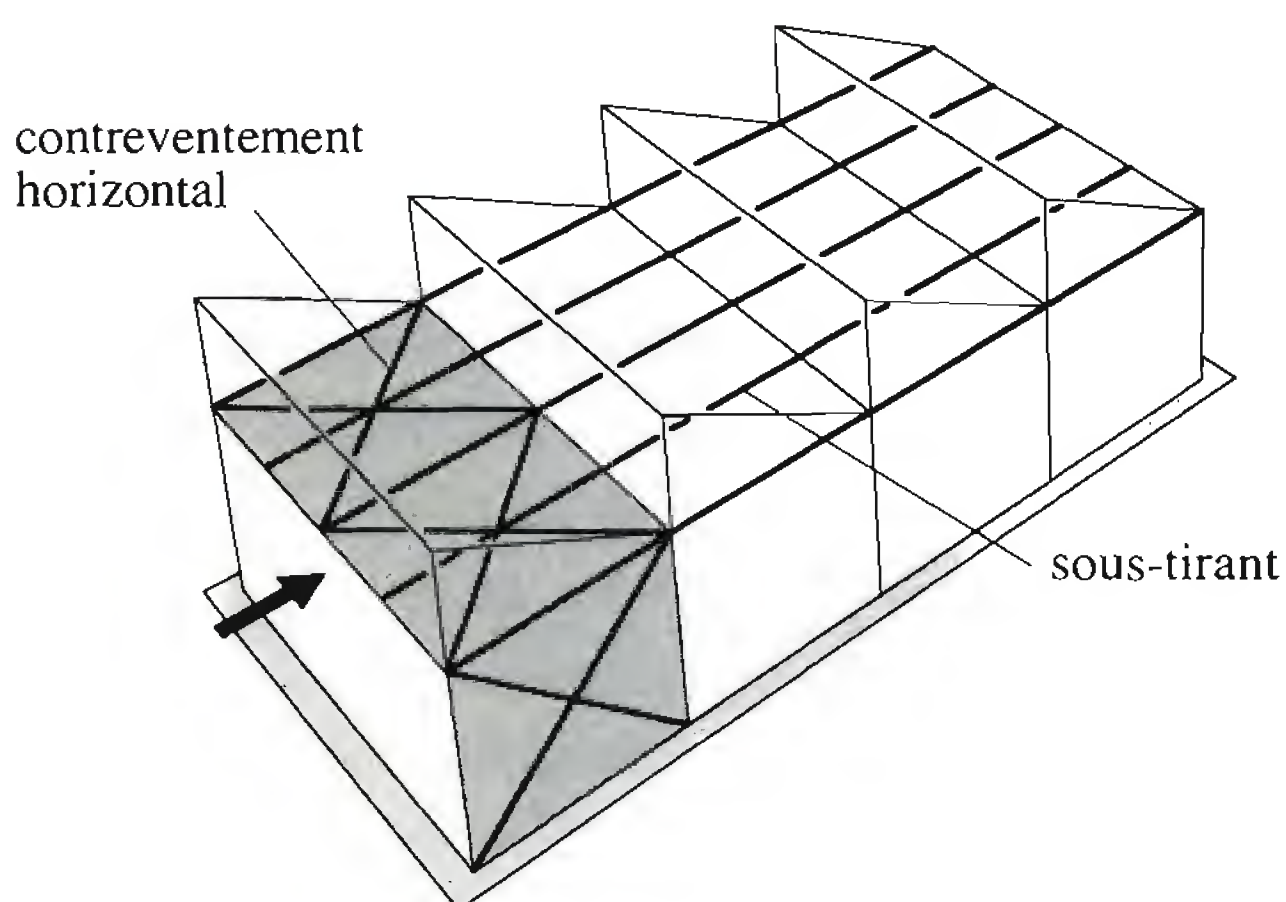
Considérons maintenant la halle de la figure 3.35 soumise à la pression du vent longitudinal. Chaque shed est soumis à une force de pression sur la face au vent et à une force de dépression sur la face sous le vent. Quelle que soit la forme des sheds, la résultante horizontale de ces forces de vent doit être amenée aux contreventements verticaux de façade long pan de la halle par un système garantissant le stabilité des sheds.



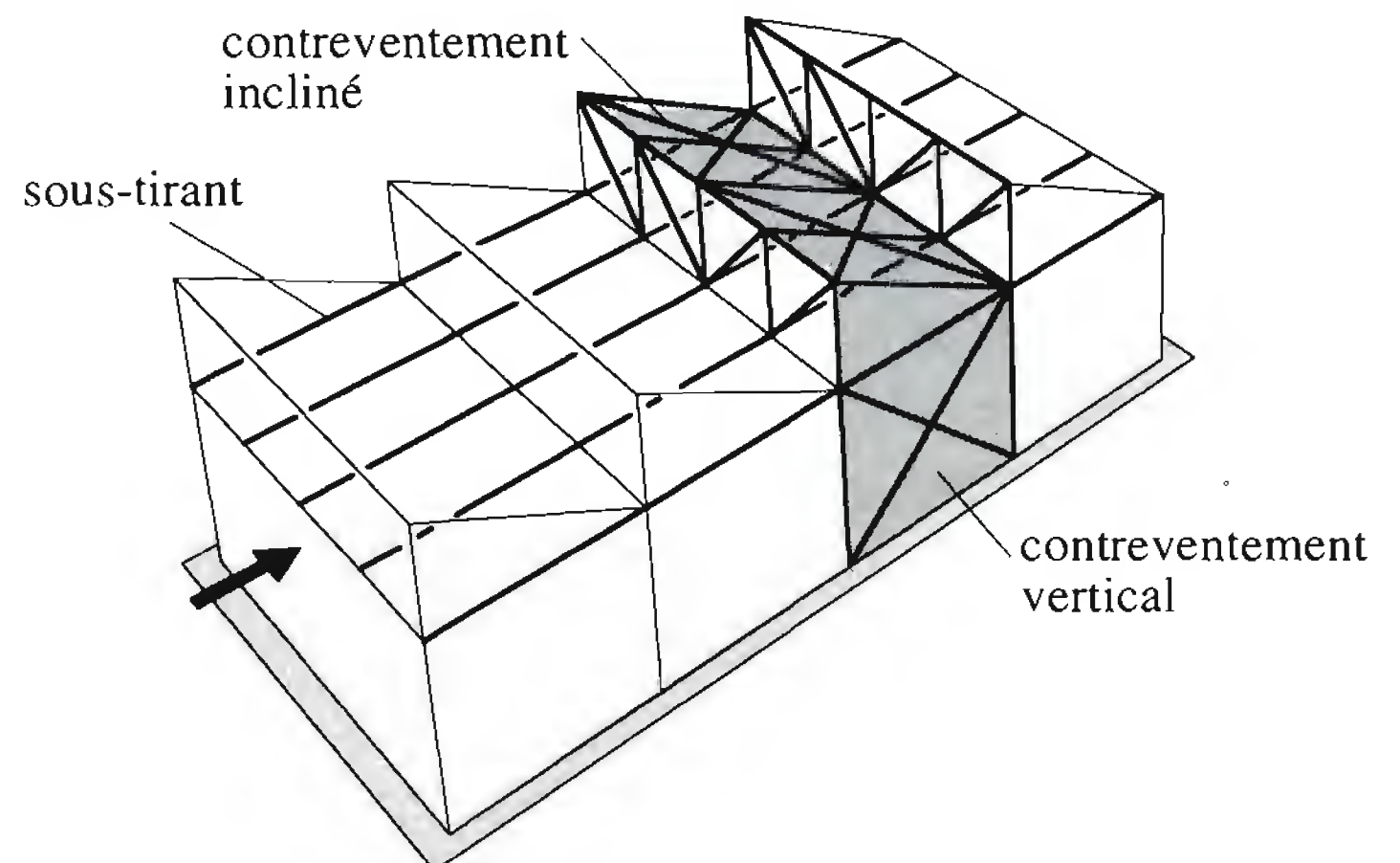
(a) Déformation sous force horizontale: instabilité



(b) Solution 1: chaque shed contreventé



(c) Solution 2: sous-tirants et contreventement horizontal



(d) Solution 3: sous-tirants et contreventement dans le plan incliné de la toiture

Fig. 3.35 Stabilisation des sheds sous forces horizontales longitudinales.

La figure 3.35(a) montre l'inefficacité de contreventer un seul shed (le premier dans l'exemple) si les autres cadres ne lui sont pas liés : les autres sheds sont instables. La figure 3.35(b) montre une première solution où chaque shed est contreventé. Le cheminement des charges de vent agissant en toiture sera alors : contreventement du shed → tirant de façade → contreventement vertical. On peut contreventer toute la face inclinée ou seulement une partie.

La figure 3.35(c) montre une deuxième solution pour assurer l'équilibre des sheds. Au lieu de faire cheminer les forces d'abord transversalement jusqu'à la façade, puis longitudinalement, comme dans le cas précédent, on transmet les composantes horizontales du vent au contreventement de façade, au moyen de sous-tirants et d'un contreventement transversal. Il ne faut cependant pas oublier que si le vent souffle de droite à gauche (sur la figure), ces sous-tirants seront comprimés, à moins de prévoir un contreventement transversal à chaque extrémité de la halle.

Il est également possible de disposer le contreventement transversal dans le plan incliné de la toiture (fig. 3.35(d)). Dans cette troisième solution, les deux treillis verticaux adjacents (traverses de cadre) participent également à la reprise des efforts horizontaux. La solution 2 assure le cheminement des efforts le plus direct, puisque les forces dans les sous-tirants sont horizontales.

On voit que les solutions 2 et 3 envisagées aux figures 3.35(b) et (c) rejoignent les solutions des figures 3.34(b) et (c), ce qui confirme que pour les sheds, il n'y a pas de distinction précise entre les éléments destinés à reprendre les forces verticales et les forces horizontales. On se souviendra enfin que les contreventements de façade long pan doivent également reprendre le vent agissant sur le pignon, en plus du vent agissant en toiture.

Stabilisation sous forces horizontales transversales

Lorsque le vent souffle transversalement à la halle, la toiture en shed est soumise à une dépression verticale presque uniforme, comme dans le cas d'une toiture plate. Le contreventement longitudinal de toiture sert donc à reprendre essentiellement le vent agissant sur les façades long pan. Le moyen le plus direct de transmettre cette force aux contreventements de façade pignon est un contreventement placé dans un plan horizontal (fig. 3.36 (a)).

Le contreventement représenté à la figure 3.36(b), de forme brisée, peut sembler stable à première vue, mais en fait il ne l'est pas. En effet, en raison des changements de plan du contreventement de toiture, la continuité du moment de flexion devrait être réalisée par torsion des parties verticales. Or ces dernières, du fait de leur résistance torsionnelle négligeable, se comportent comme des rotules. La figure 3.36(b) donne l'allure de la déformée en plan d'un tel contreventement soumis au vent. On pourrait rendre ce système stable en ajoutant un deuxième tirant dans le plan de la membrure intérieure du contreventement. La structure resterait cependant très souple et peu efficace. Elle le resterait même si tous les plans inclinés étaient contreventés sur toute leur surface. La solution la plus satisfaisante reste donc celle de la figure 3.36(a) avec le contreventement placé dans un plan horizontal.

3.5 Structures spatiales

Une structure spatiale (ou tridimensionnelle) est composée de barres, de plaques ou de parois liées entre elles de façon à se suffire à elle-même pour résister à des forces provenant de toutes les directions de l'espace. La plupart des structures tridimensionnelles en acier sont composées de réseaux (treillis, grilles) formés de barres droites et de nœuds (structures réticulées). Les plus courantes sont les grilles de

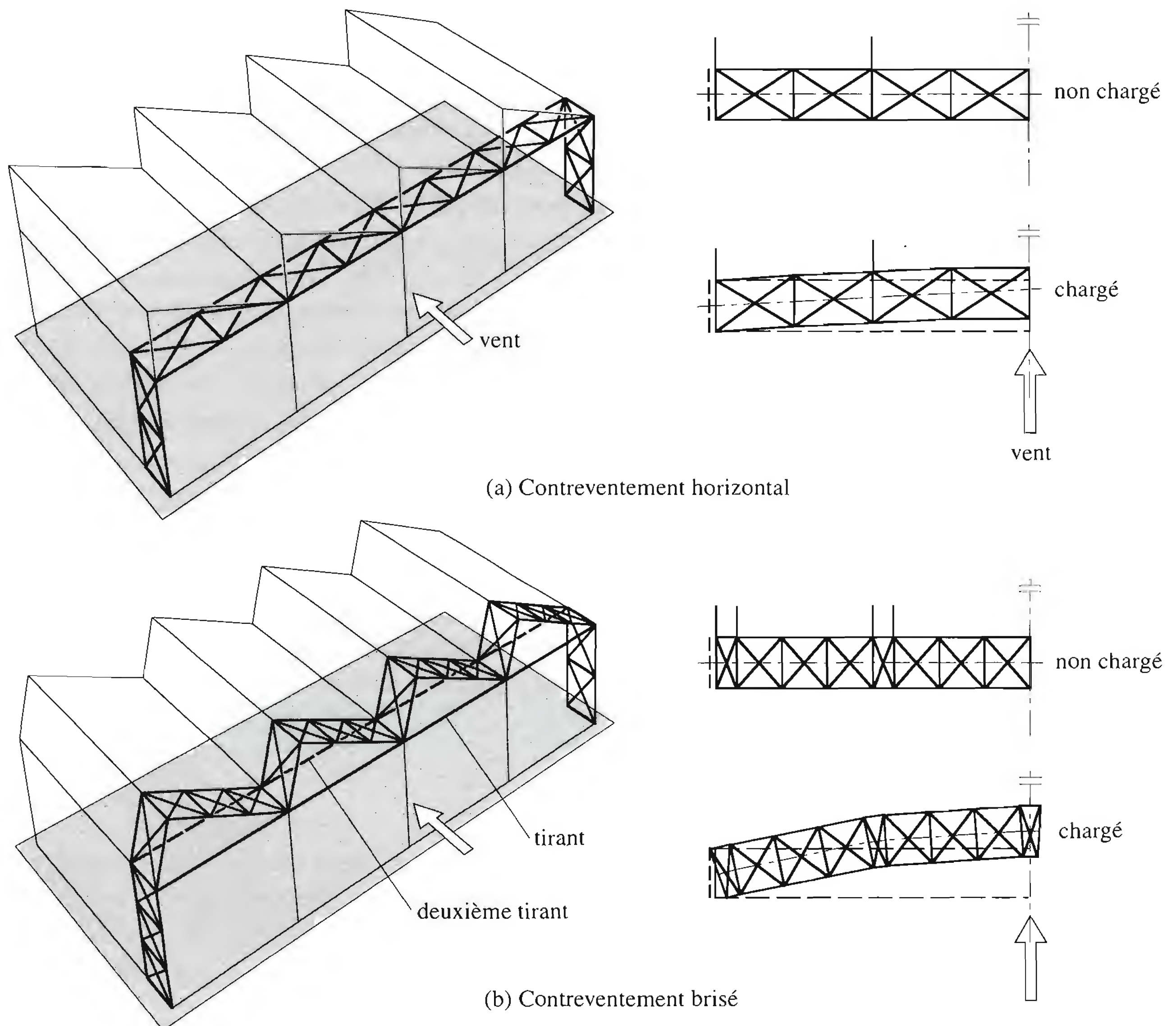


Fig. 3.36 Stabilisation transversale d'une halle en shed.

poutres, les treillis spatiaux, les surfaces à simple ou double courbure (nappes cylindriques, sphériques, paraboloides hyperboliques) et les structures plissées.

3.5.1 Grilles de poutres

Les grilles de poutres sont formées de profilés laminés, de poutres composées à âme pleine ou de poutres à treillis assemblées entre elles de façon à constituer une plaque résistant à la flexion (fig. 3.37). Les rigidités flexionnelles et torsionnelles des deux réseaux de poutres orthogonales peuvent être les mêmes (fig. 3.37(a)) ou alors très différentes (fig. 3.37(b)).

La grille de poutres orthogonales de la figure 3.37(c) comporte des poutres de bord (principales) et des poutres intermédiaires (secondaires) beaucoup moins sollicitées. A la figure 3.37(d), les poutres croisées sont disposées parallèlement à des diagonales, de sorte que les poutres longues s'appuient sur

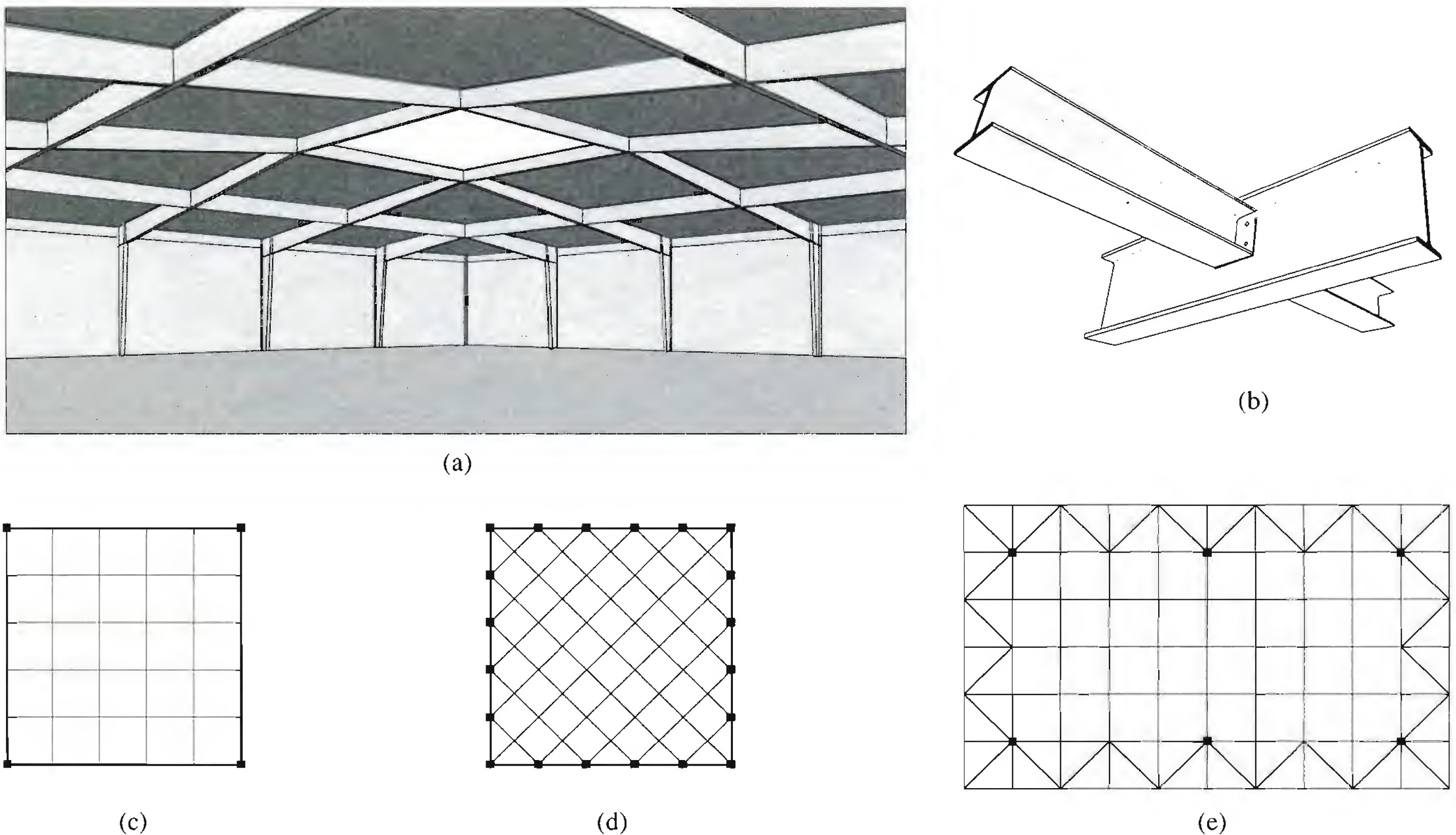


Fig. 3.37 Grilles de poutres.

les courtes. Différentes dispositions permettent d'optimiser les sections des barres et l'emplacement des poteaux sur les bords ou à l'intérieur de la grille, de façon à créer, avec des mailles carrées ou rectangulaires, des champs continus ou des porte-à-faux (fig. 3.37(e)). Le rapport entre la hauteur statique et la portée est généralement de l'ordre de $1/30$ pour les grilles rectangulaires et $1/40$ pour les grilles en diagonale.

Les grilles de poutres orthogonales ne sont pas rigides dans leur plan. Il faut donc les contreventer par des barres diagonales supplémentaires (fig. 3.37(e)). Dans le cas des grilles à poutres diagonales, les poutres de rive jouent ce rôle de contreventement (fig. 3.37(d)).

3.5.2 Treillis spatiaux

Un treillis spatial [3.2] est formé de deux plans parallèles de barres croisées (les *membrures*), dont les nœuds sont reliés par des diagonales constituant l'*âme* du treillis. La différence par rapport à la grille de poutres à treillis est que les nœuds supérieurs ne sont plus à la verticale des nœuds inférieurs. Si les mailles horizontales sont carrées, le système est *bidirectionnel*. On trouve dans ces systèmes certains types de treillis spatial comportant des poutres à treillis planes, mais qui sont inclinées (fig. 3.38(a)). On peut aussi considérer ces structures comme composées de *volumes élémentaires* dont les barres forment les arêtes, ce qui peut faciliter la préfabrication et le montage. Les membrures des deux nappes peuvent être *parallèles* (fig. 3.38(a)) ou *diagonales* (fig. 3.38(b)). Dans ce dernier cas, les membrures inférieures sont orientées à 45° par rapport aux membrures supérieures. On ne retrouve plus de poutres planes à treillis, mais le volume élémentaire est encore présent.

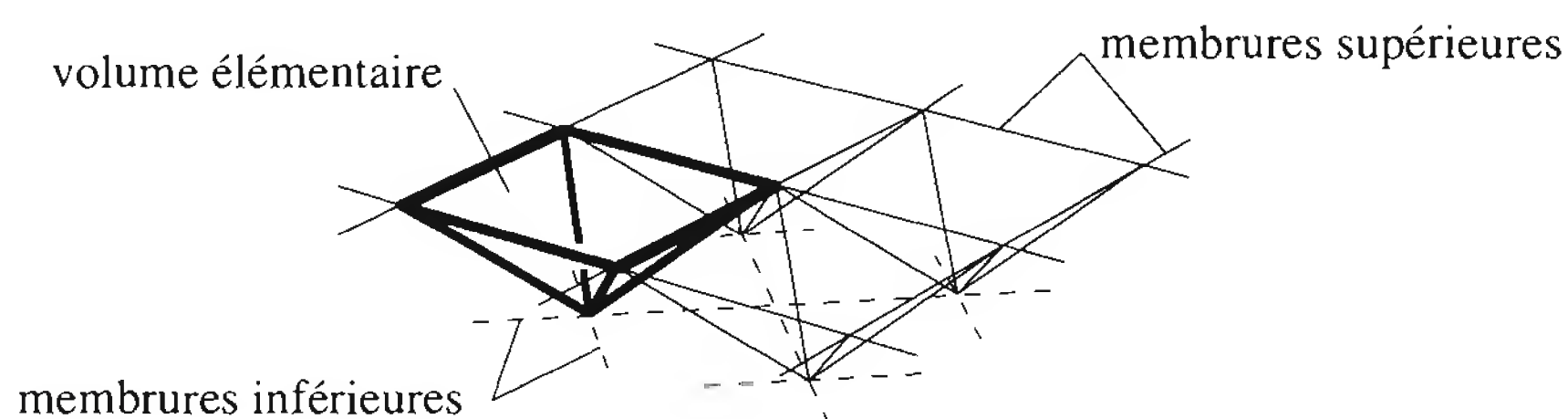
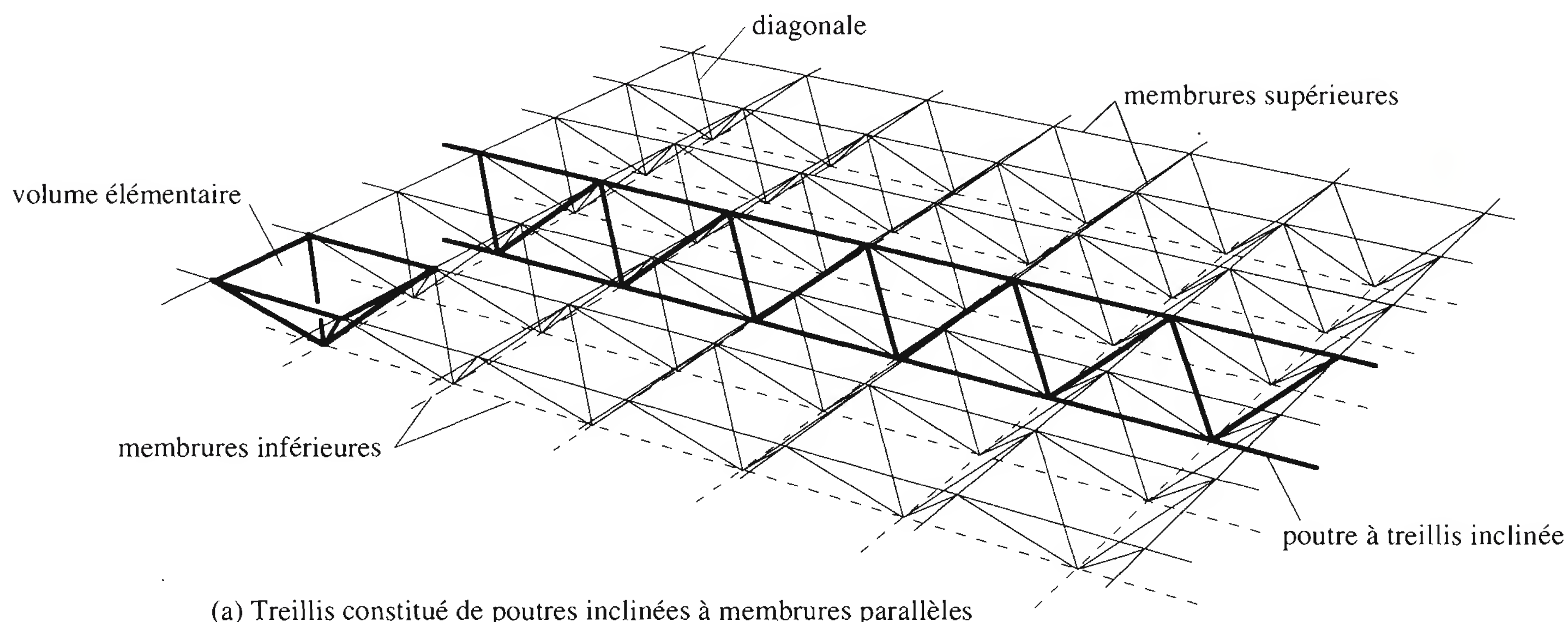
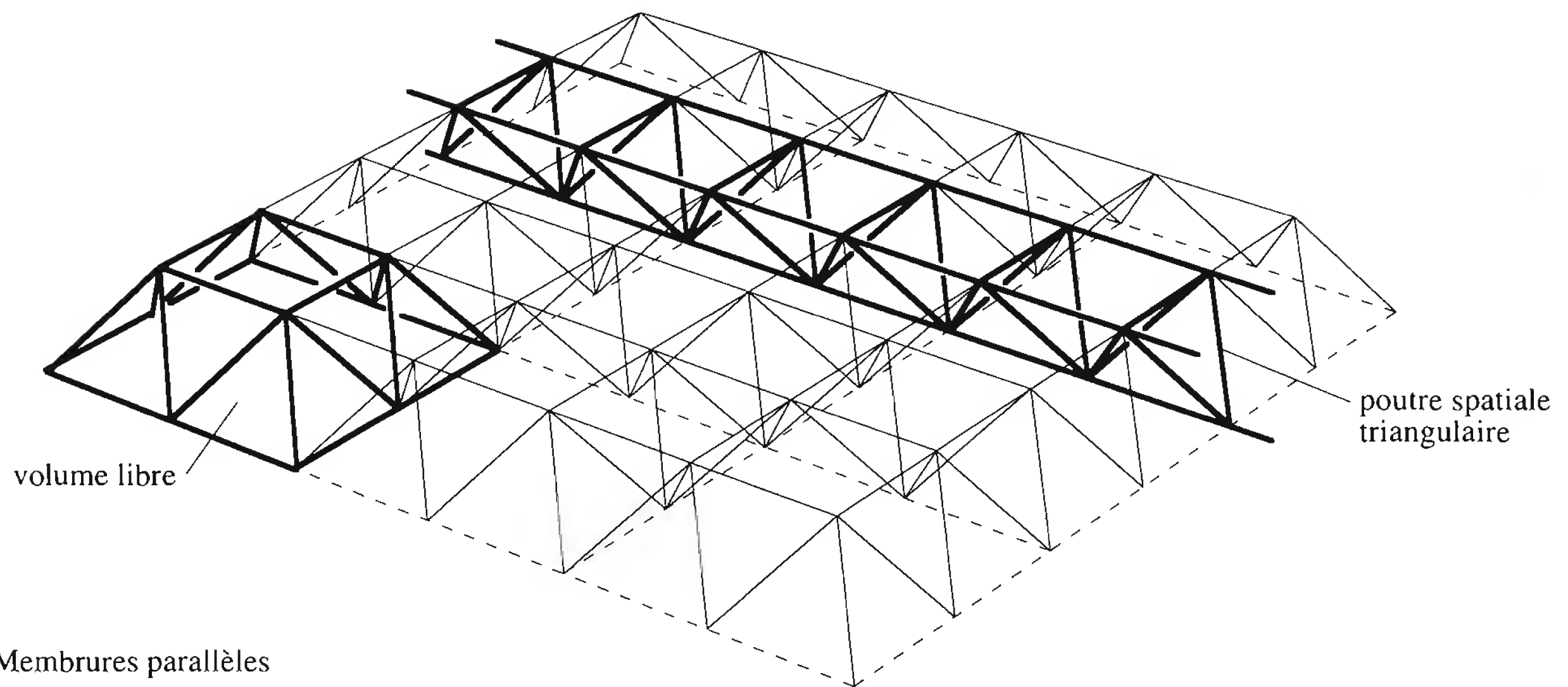


Fig. 3.38 Exemples de treillis spatiaux.

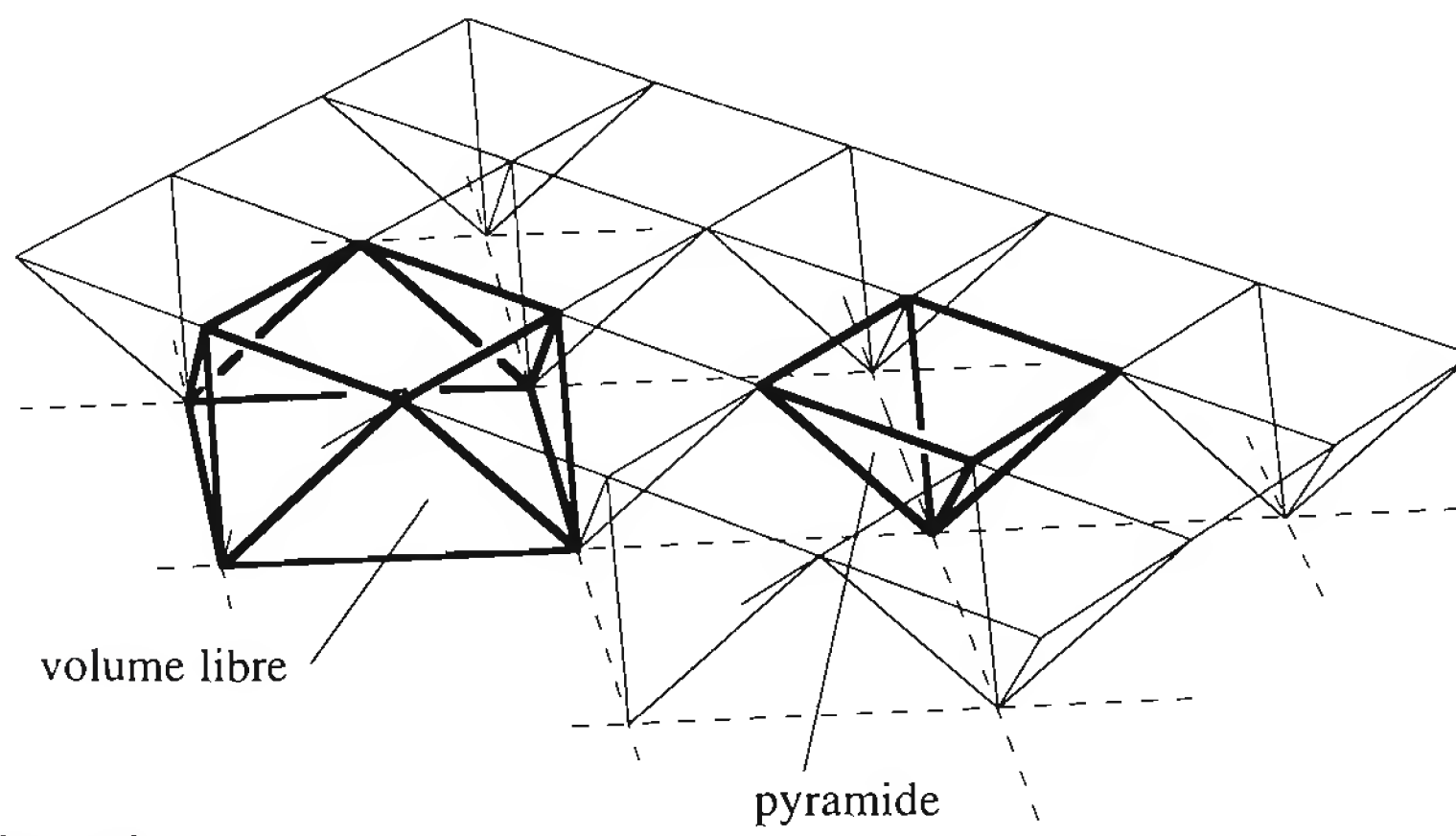
Ces structures spatiales sont très rigides et peuvent résister à des forces agissant dans n'importe quelle direction. Elles sont capables de franchir des portées jusqu'à 100 m. Au-delà, il faut faire appel à des structures formées de trois nappes de barres croisées. Comme ces structures présentent un haut degré d'hyperstaticité, il est possible de supprimer des barres sans nuire à la sécurité ni à la rigidité de la double ou triple nappe. On procède d'ailleurs souvent à ces suppressions pour réduire le nombre de barres arrivant à un même nœud et pour libérer, à l'intérieur du treillis spatial, des espaces utilisables à d'autres fins. La figure 3.39 présente deux types d'allégement de doubles nappes :

- la suppression, dans un système à membrures parallèles, d'une membrure inférieure sur deux et des diagonales d'une maille sur quatre (fig. 3.39(a)); cette disposition correspond à une grille de poutres spatiales triangulaires; on remarque sur la figure le volume libre utilisable;
- la suppression, dans un système à membrures diagonales, d'une membrure inférieure sur deux et des diagonales d'une maille sur deux (fig. 3.39(b)); cette disposition correspond à l'assemblage de pyramides à base carrée, pointes en bas, reliées par des barres horizontales; on remarque sur la figure le volume libre utilisable.

Si les nappes supérieure et inférieure comportent des mailles triangulaires ou hexagonales, on nomme ces systèmes *tridirectionnels* (fig. 3.40). On y retrouve des poutres à treillis planes inclinées ainsi que des volumes élémentaires.



(a) Membrures parallèles



(b) Membrures diagonales

Fig. 3.39 Allégement des treillis spatiaux.

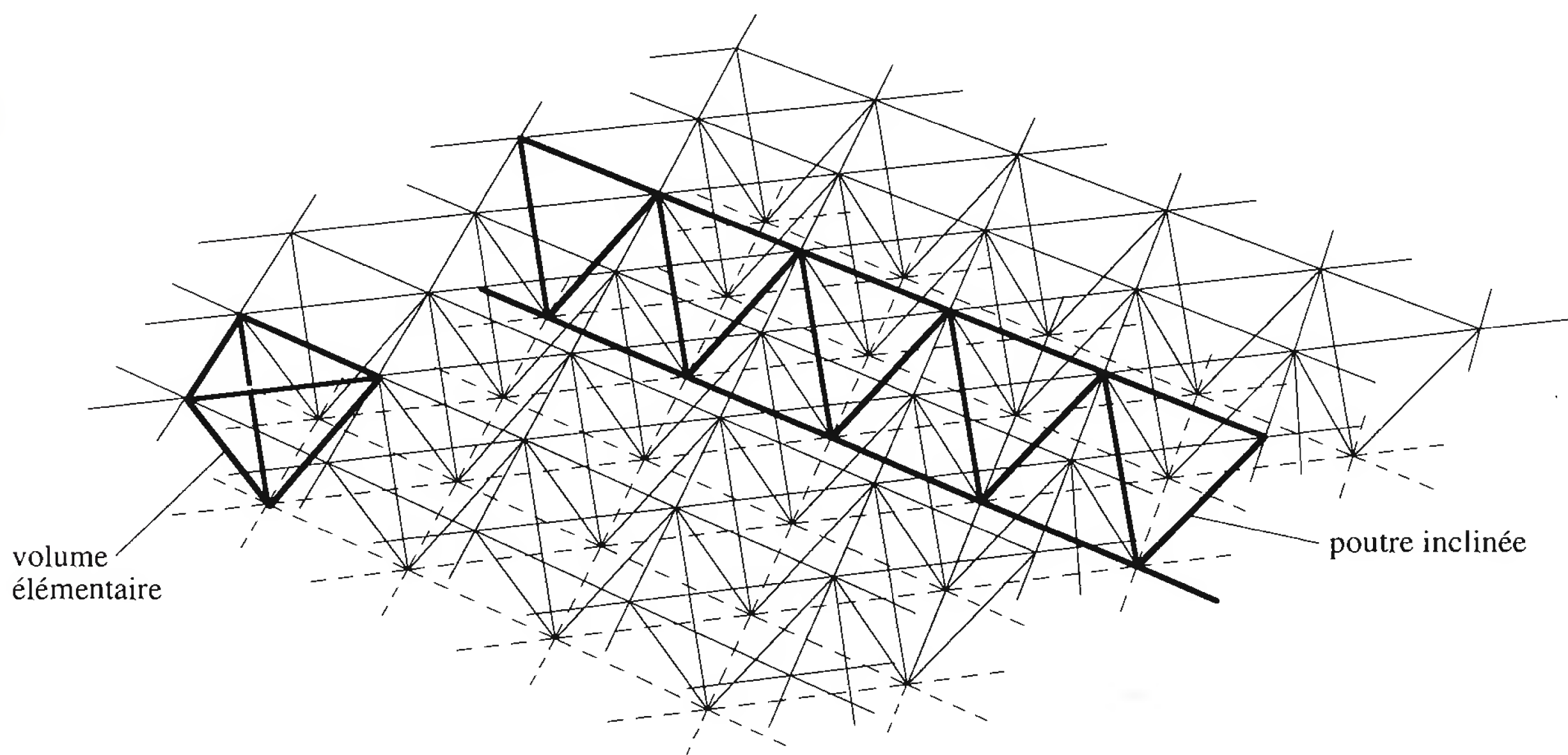
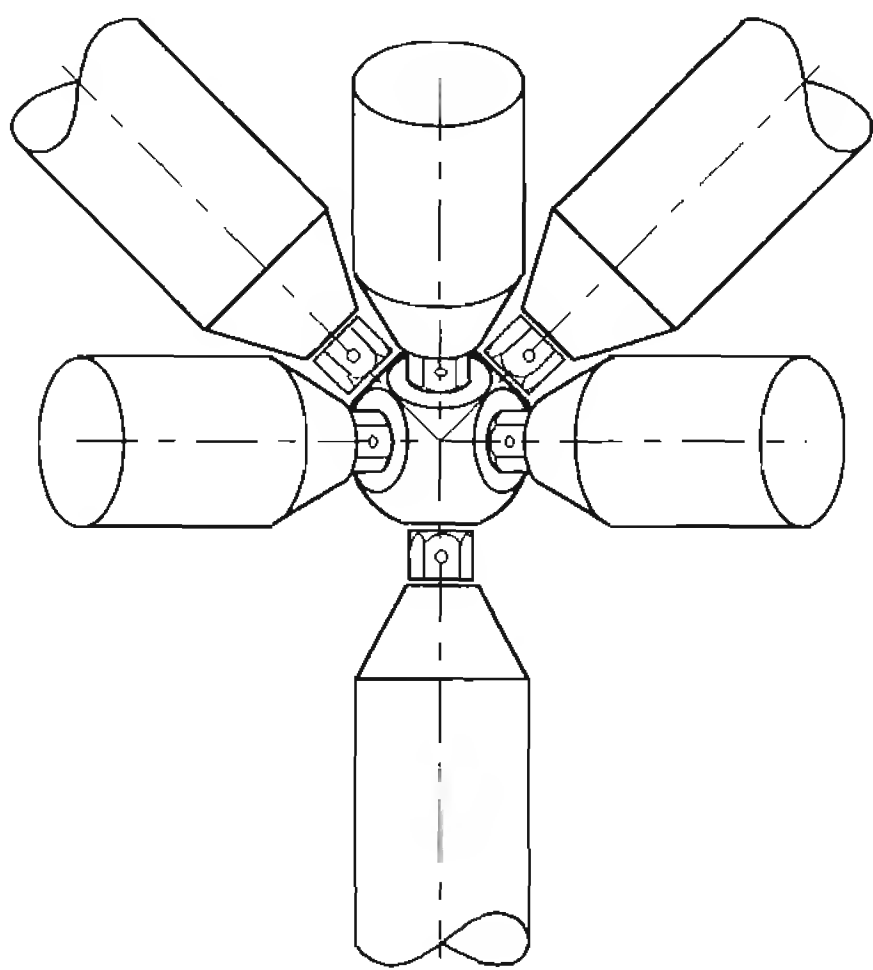


Fig. 3.40 Système tridirectionnel à mailles triangulaires.

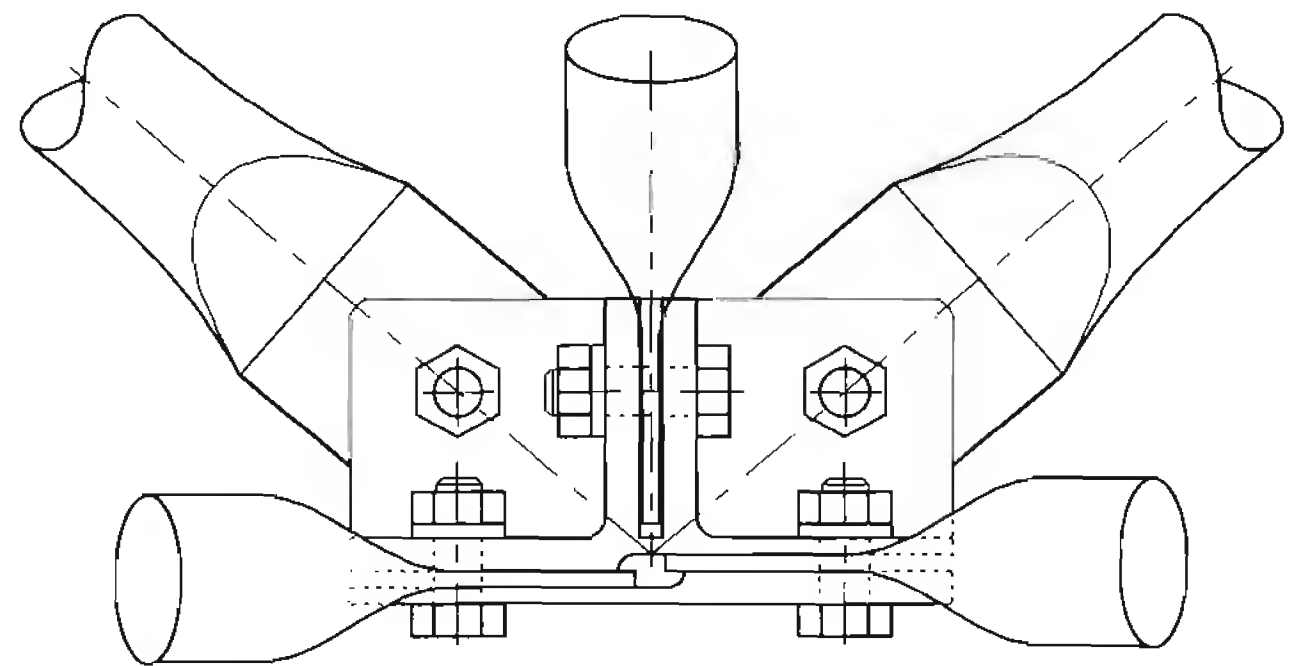
Il est donc possible de construire une infinité de treillis spatiaux à double nappe à partir de trames coordonnées quelconques. Le choix parmi les multiples géométries possibles doit tenir compte des principes et objectifs suivants :

- rechercher une systématique en ce qui concerne la fabrication des barres et des nœuds,
- limiter au maximum le nombre de barres et de nœuds,
- chercher la transparence pour des raisons de lumière et d'esthétique et pour dégager les volumes libres utilisables pour la technique du bâtiment,
- étudier les assemblages (nœuds et parties de treillis) afin de faciliter les opérations de montage.

Les nombreux systèmes de treillis spatial commercialisés et brevetés montrent bien l'intérêt pour ce type de structure, mais aussi la difficulté de réaliser une structure esthétique, économique et simple, tant dans la conception d'ensemble que, surtout, dans celle des nœuds. La figure 3.41 présente les nœuds de deux systèmes de treillis spatial brevetés très répandus, le système à nœuds sphériques (fig. 3.41(a)) et le système à nœuds plats (fig. 3.41(b)). Le premier est caractérisé par des nœuds en forme de boule percée de trous taraudés permettant de raccorder de manière parfaitement centrée des barres tubulaires munies d'un filetage d'extrémité. Le deuxième système est composé de tubes dont l'extrémité est écrasée et percée d'un trou permettant le boulonnage sur des pièces en fonte moulée soudable comportant trois faces orthogonales.



(a) Système à nœuds sphériques



(b) Système à nœuds plats

Fig. 3.41 Deux systèmes de nœuds de treillis brevetés.

3.5.3 Surfaces courbes

On a vu à la section 3.2 que des cadres de halles peuvent prendre la forme d'arc plan (fig. 3.4(f)), ce qui permet de réduire les effets de flexion par rapport à un cadre rectangulaire. Il est également possible d'utiliser la courbure de l'arc dans l'espace, par la création de surfaces à simple ou à double courbure.

Surfaces à simple courbure

Les structures porteuses métalliques en forme de surface à simple courbure [3.8] sont essentiellement des nappes cylindriques. La nappe comporte en général des arcs, des génératrices et des diagonales

(fig. 3.42(a)). Le cas général peut être décomposé en systèmes plans et n'est alors plus assimilé à une structure tridimensionnelle. Par contre, si on supprime les génératrices (fig. 3.42(b)) ou les arcs eux-mêmes (fig. 3.42(c)), on réalise vraiment une nappe réticulée de l'espace, appelée aussi treillis réticulé arqué.

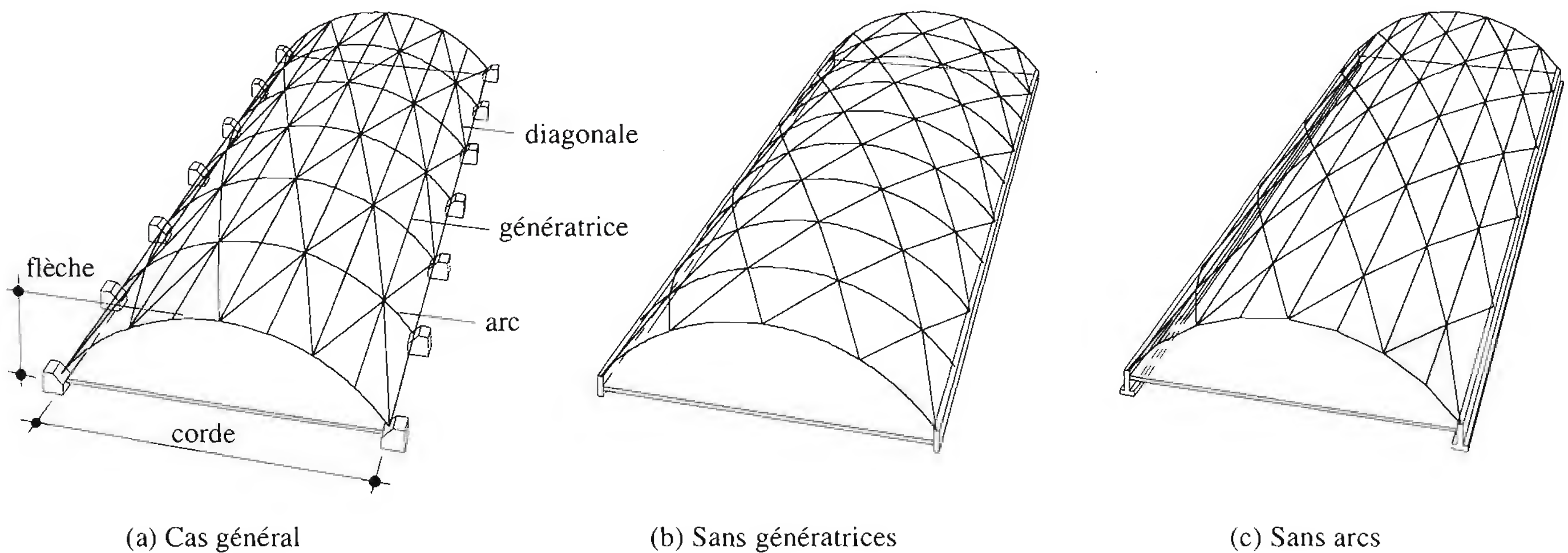


Fig. 3.42 Simples nappes réticulées cylindriques.

La courbure du système porteur peut engendrer au niveau des appuis une importante réaction horizontale, appelée *poussée*. Si la structure en voûte repose directement sur le sol, cette réaction est reprise par le massif de fondation. Dans le cas contraire, elle doit être reprise soit par des tirants, placés généralement au niveau des pieds des arcs, soit par les éléments porteurs sous-jacents (piliers, murs, etc.).

Il est également possible de remplacer une partie des génératrices et des diagonales par la tôle profilée de toiture, ce qui nécessite toutefois des formes de profil capables de reprendre les grands efforts de flexion, compression et cisaillement qui se développent (fig. 3.43).

La portée économique de ces structures est de l'ordre de 20 m pour des surfaces cylindriques à une nappe et de 60 m pour des surfaces à deux nappes. L'efficacité maximale est atteinte pour des structures rectangulaires en plan dont le rapport des côtés est situé entre 1 et 2. Le rapport optimal entre la flèche et la corde de l'arc est de l'ordre de 0.15 à 0.20.

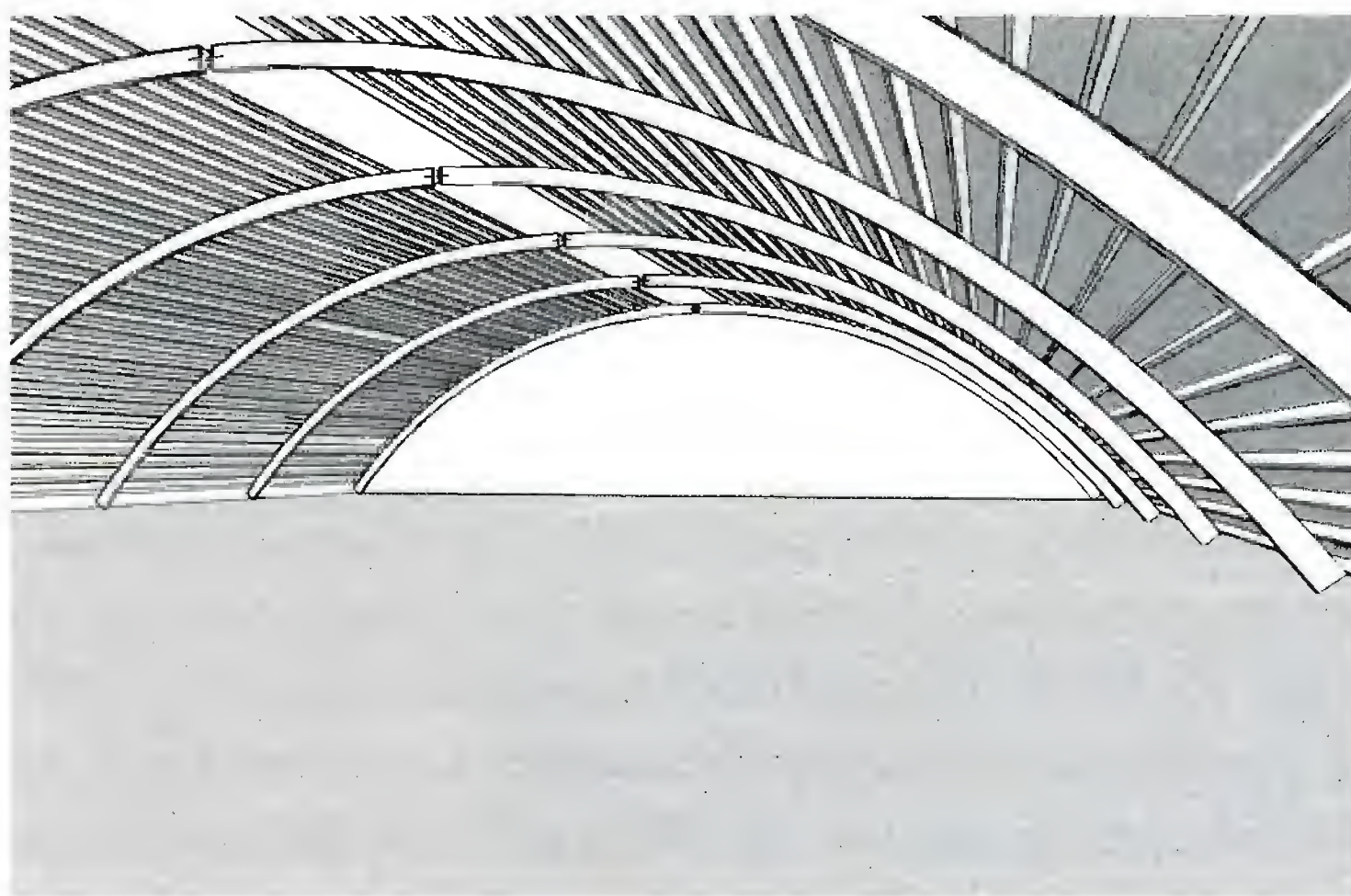
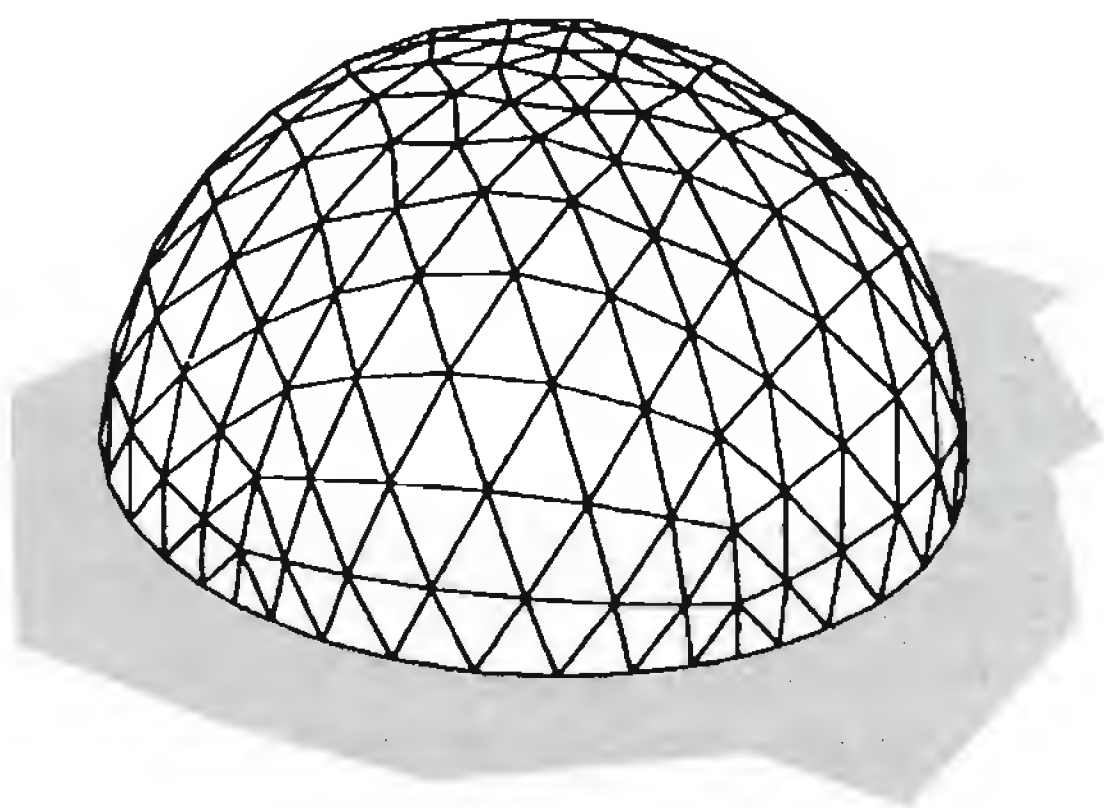


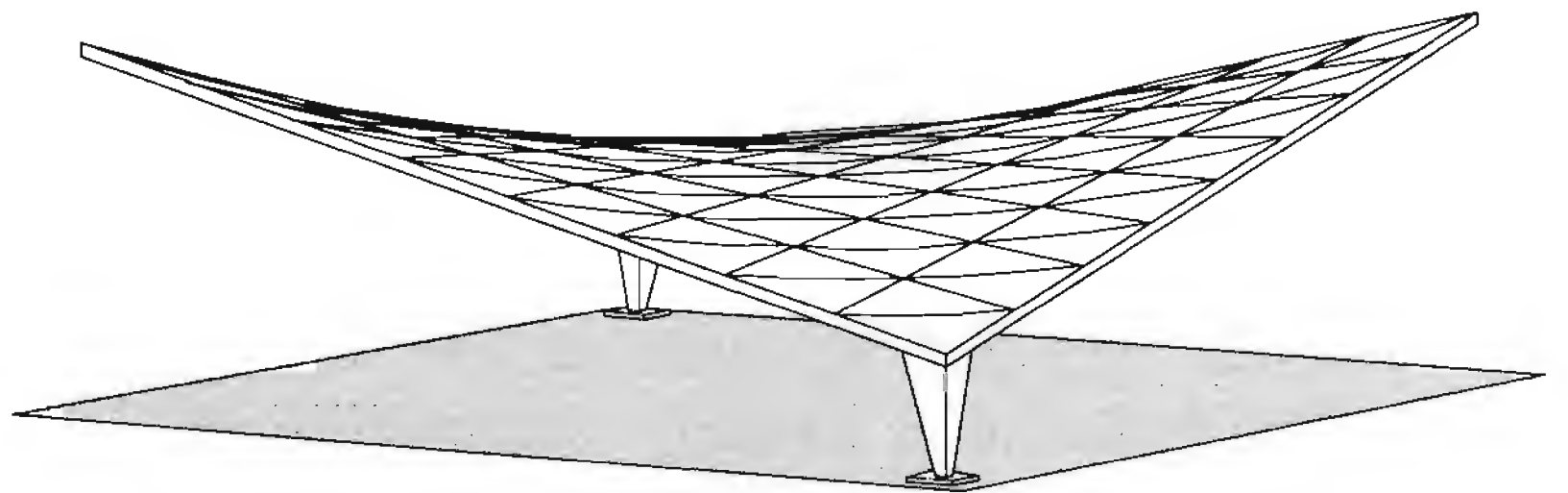
Fig. 3.43 Structure en arc raidie par des tôles profilées.

Surfaces à double courbure

La forme la plus simple et la plus pure de surface à double courbure est la calotte sphérique, qui présente l'avantage d'avoir la surface minimale pour le volume englobé. En partant de l'arc parabolique, on crée la coupole parabolique de révolution. Si les courbures sont de signes inverses, la surface peut prendre la forme d'un paraboloïde hyperbolique. La difficulté principale consiste à trouver sur ces surfaces la position des nœuds permettant d'optimiser le nombre de types de barre, le nombre de types de nœud et le nombre d'éléments de surface différents. Le cas classique de la calotte sphérique se résout par inscription dans la sphère d'un polyèdre régulier, par exemple l'icosaèdre (20 faces en triangles équilatéraux égaux). Chaque face est subdivisée en éléments qui ne peuvent pas être égaux mathématiquement, par exemple des hexagones et des pentagones ou des triangles (fig. 3.44(a)). Pour le paraboloïde hyperbolique, qui est une surface réglée, les génératrices droites sont régulièrement espacées et la triangulation est complétée par des diagonales qui suivent des courbes paraboliques identiques (fig. 3.44(b)).



(a) Calotte sphérique



(b) Paraboloïde hyperbolique

Fig. 3.44 Surfaces à double courbure.

Lorsque les courbures sont faibles, ou pour de grandes portées, les phénomènes d'instabilité d'ensemble des surfaces courbes en nappe simple deviennent prépondérants. C'est pourquoi on double souvent ces surfaces d'une deuxième nappe, dont les nœuds sont reliés à la première comme pour les treillis spatiaux plans (§ 3.5.2). Les deux nappes sont généralement parallèles, pour systématiser les barres de liaison. Ces systèmes à double courbure permettent d'atteindre des portées de 40 m (simple nappe) à plus de 100 m (double nappe).

Il existe d'autres couvertures pouvant rentrer dans la catégorie des surfaces courbes, qui font appel à des parties tendues ou suspendues à l'aide de câbles. Un paragraphe leur est consacré dans la section se rapportant aux structures particulières (sect. 3.6).

3.5.4 Structures plissées

Une *structure plissée* (fig. 3.45(a)) est une structure spatiale formée par la juxtaposition de surfaces planes (les pans) de façon à former une surface prismatique ou pyramidale. Les pans peuvent être constitués de voiles en béton, de treillis métalliques ou de tôles profilées. Ils sont reliés les uns aux autres par leur arête commune (le pli) considérée comme une charnière parfaite. Les sections d'appui de la structure plissée doivent être rigides, ce qui est réalisé par des tympons ou des cadres. Une telle structure se comporte

alors comme une poutre rigide résistant aux efforts dans le plan des pans (effet de membrane ou de poutre) mais dont la section prismatique peut se déformer transversalement sous les charges normales aux pans (effet de plaque). La figure 3.45(b) montre un exemple de réalisation d'une structure plissée dans laquelle les pans sont des plaques de tôle nervurée et les arêtes des membrures en tôle pliée.

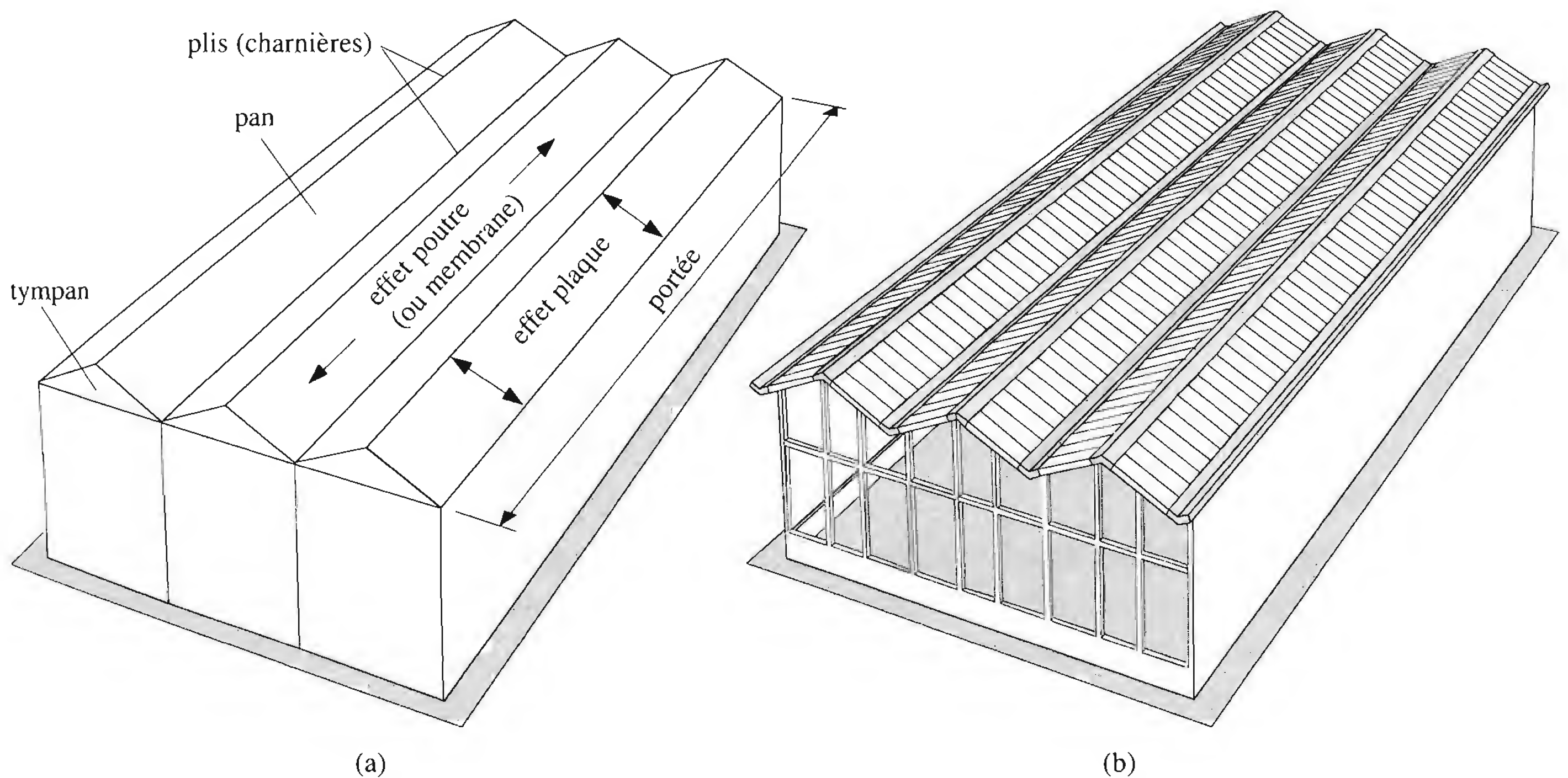


Fig. 3.45 Exemples de structures plissées.

3.6 Structures particulières

Nous présentons dans cette section quelques structures de halles qu'il est difficile de faire entrer dans une catégorie précise, car elles concernent aussi bien des structures planes que des structures spatiales, ainsi que des surfaces planes et courbes. Elles font cependant toutes appel à des éléments tendus nécessaires pour la résistance, la rigidité ou la stabilité.

3.6.1 Structures suspendues

On désigne par *structure suspendue* une couverture de halle rigide, supportée non seulement par des montants mais surtout par des câbles, des tirants ou des haubans afin d'augmenter les portées libres et de dégager ainsi les surfaces à couvrir de tout support.

Les structures haubanées sont un exemple type de structure suspendue. Dans l'exemple de la figure 3.46(a), les éléments porteurs principaux sont des cadres à trois articulations, les montants du cadre étant prolongés vers le haut pour constituer les mâts d'haubanage [3.9]. Cette solution convient également bien pour les hangars d'avion, car elle permet de dégager complètement la façade (fig. 3.46(b)).

Dans ce type de construction [3.10], les câbles sont de simples éléments de suspension tendus, alors que la structure elle-même est soumise aux autres actions habituelles d'une toiture. Il faut veiller en particulier à ce qu'en cas de dépression du vent, les câbles restent toujours tendus sous l'action du poids de la toiture.

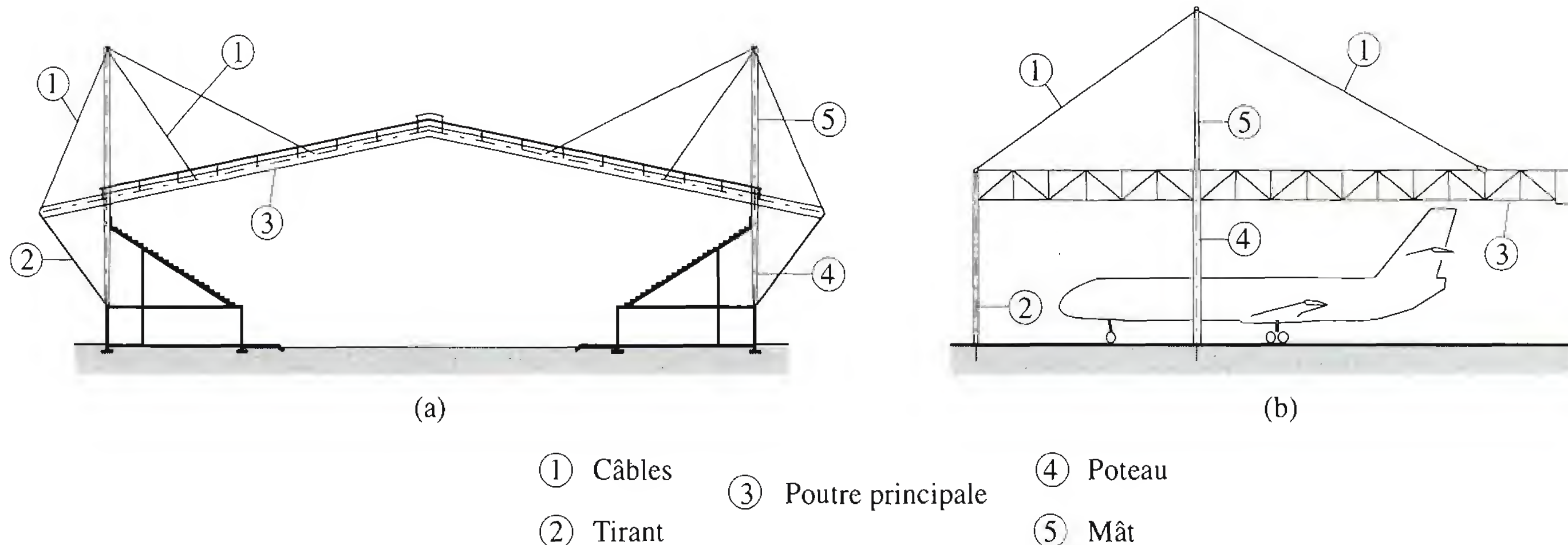


Fig. 3.46 Structures suspendues.

3.6.2 Structures tendues

Couvrir une grande surface libre avec une toiture légère et parfois translucide nécessite l'utilisation de matière synthétique disposée selon des formes qui rappellent les tentes. Si les portées sont grandes, le matériau de couverture n'est pas assez résistant et les attaches posent des problèmes délicats. Il est donc nécessaire de séparer les fonctions de couverture et de portance, ce qui peut être réalisé par l'utilisation de câbles d'acier. Dans ce cas, les câbles ne sont plus seulement des éléments de transmission des forces aux points d'ancrage comme dans les structures suspendues, mais ils constituent la maille de la structure qui résiste elle-même aux actions extérieures. Le comportement particulier de la structure est grandement influencé par sa forme et nécessite de nouvelles techniques de montage.

Etant donné la faible importance de leur poids propre et de leur inertie, les structures tendues sont très exposées à l'effet du vent, qui peut provoquer un soulèvement d'ensemble et créer des efforts dissymétriques et des vibrations indésirables. Ce sont les raisons pour lesquelles il est fondamental que les câbles restent toujours tendus. Il existe deux façons de garantir que les câbles soient toujours tendus : en lestant la couverture ou en donnant au système de câbles une prétension. Dans les *structures lestées*, qu'il s'agisse d'un système à simple (fig. 3.47) ou à double courbure, les câbles ont des courbures de même sens. La couverture posée ou suspendue doit avoir un poids capable de compenser les effets du vent et des charges variables dissymétriques. Cette solution a le désavantage de ne pas être conforme à l'exigence de légèreté qu'on recherche avec les structures tendues.

Dans les *structures prétendues* (non lestées), les câbles sont disposés de manière à avoir des courbures inverses. Dans un système plan par exemple, appelé *poutre-câble*, les câbles porteurs et tenseurs sont reliés par des diagonales tendues (fig. 3.48(a)), comprimées (fig. 3.48(b)), ou par des montants (fig. 3.48(c)), ce qui rend la poutre rigide dans son plan et permet un amortissement rapide des vibrations longitudinales.

Dans un système spatial non lesté, les câbles sont disposés en nappes de manière à former une surface à double courbure inverse. L'exemple de la figure 3.49 montre la toiture du stade olympique de Munich, 1970/71, avec maillage de câbles 750×750 mm et couverture en verre acrylique translucide. Tant qu'aucune prétension n'est appliquée au système, la nappe de câbles porteurs supporte seule la charge verticale due à la pesanteur (poids propre, neige) et l'autre nappe ne fait que maintenir le système en place. Dès que cette nappe de câbles tenseurs est précontrainte, la charge n'est plus seulement

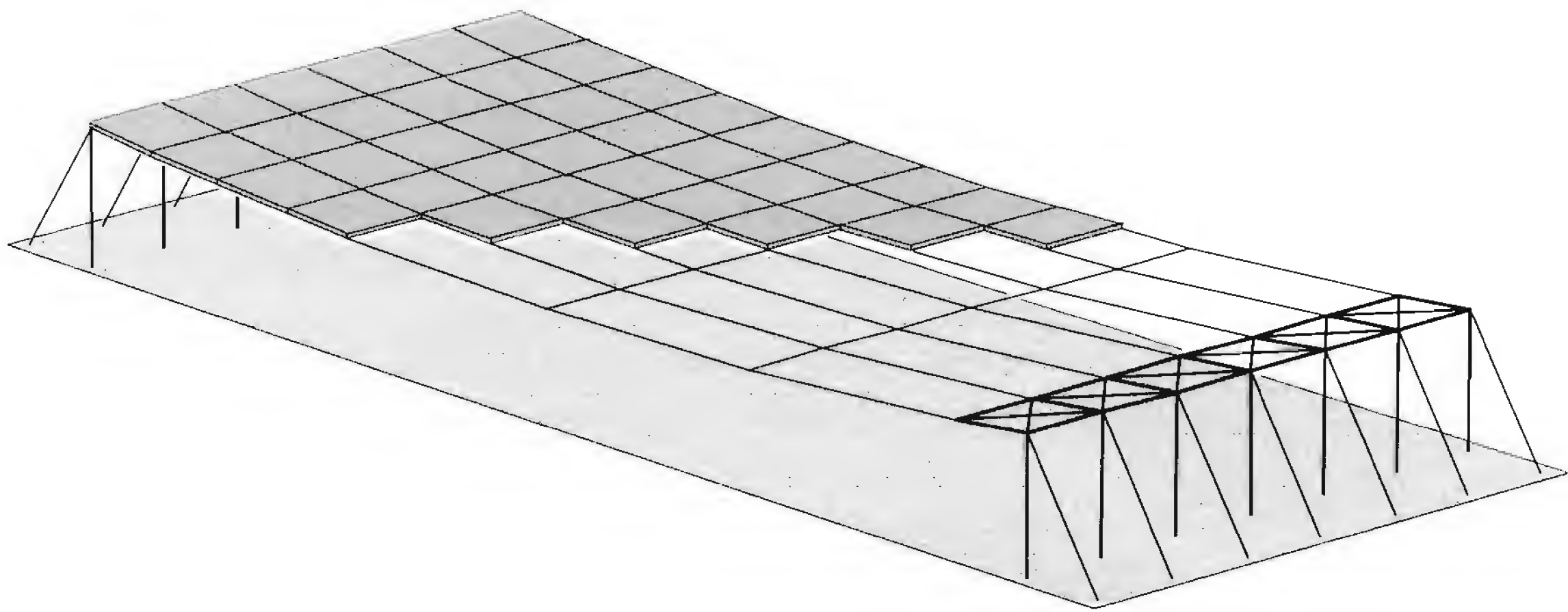
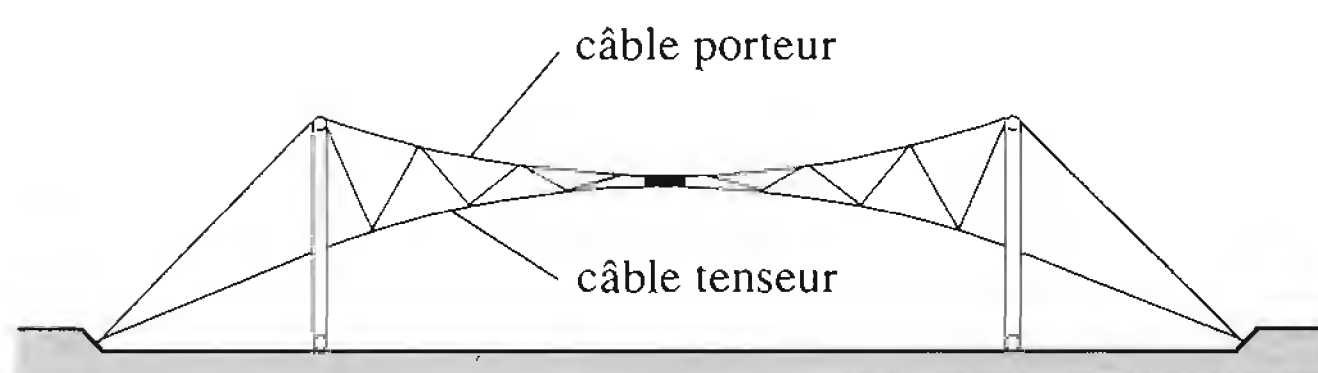
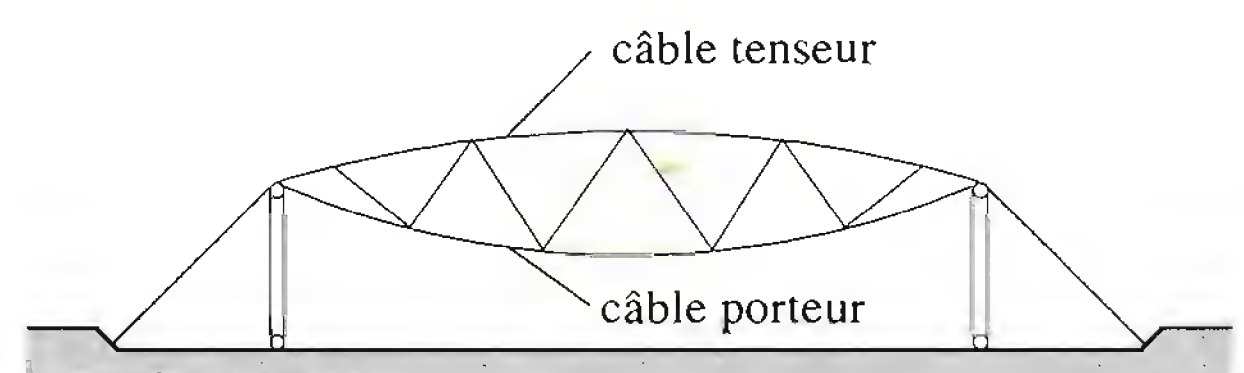


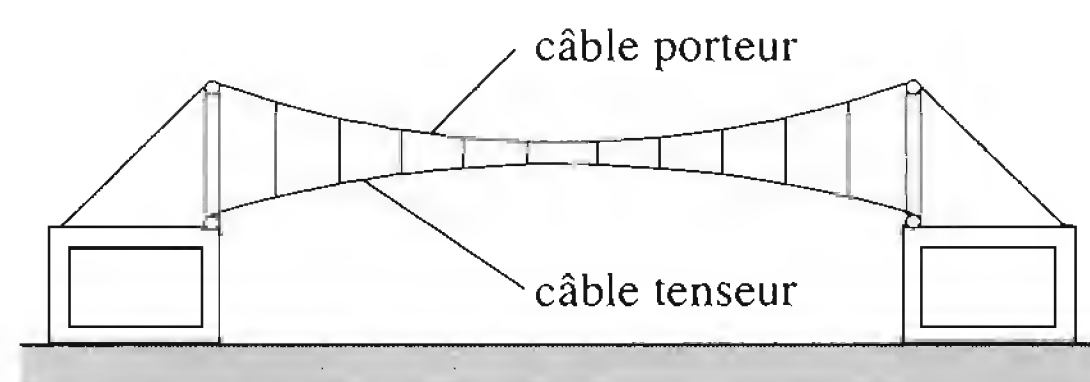
Fig. 3.47 Exemple d'une structure tendue lestée.



(a) A diagonales tendues



(b) A diagonales comprimées



(c) A montants

Fig. 3.48 Exemples de systèmes poutre-câble.

supportée par les câbles porteurs (par augmentation de leur tension), mais également par les câbles tenseurs (diminution de leur tension). Il en va de même, mais en sens opposé, en cas de dépression due au vent, la tension maximale devant être calculée de façon que les câbles ne se détendent jamais. La structure qui résulte de ces deux systèmes spatiaux sera du type:

- souple, c'est-à-dire subissant des déplacements sans allongement sous une charge spécifique avant de trouver sa position d'équilibre,
- rigide, c'est-à-dire dont les déplacements résultent uniquement des allongements.

3.6.3 Structures à membrane

Ces structures comportent des surfaces à double courbure formées de membranes minces et souples (plaques métalliques ou textiles) travaillant en traction [3.6]. Pour assurer la stabilité, ces structures doivent être précontraintes comme un réseau de câbles. Au contraire de ces derniers, qui sont précontraints mécaniquement par double courbure inverse, les membranes peuvent être mises en précontrainte par pression (ou dépression) d'air produisant une double courbure de même sens (*bulles gonflables*).

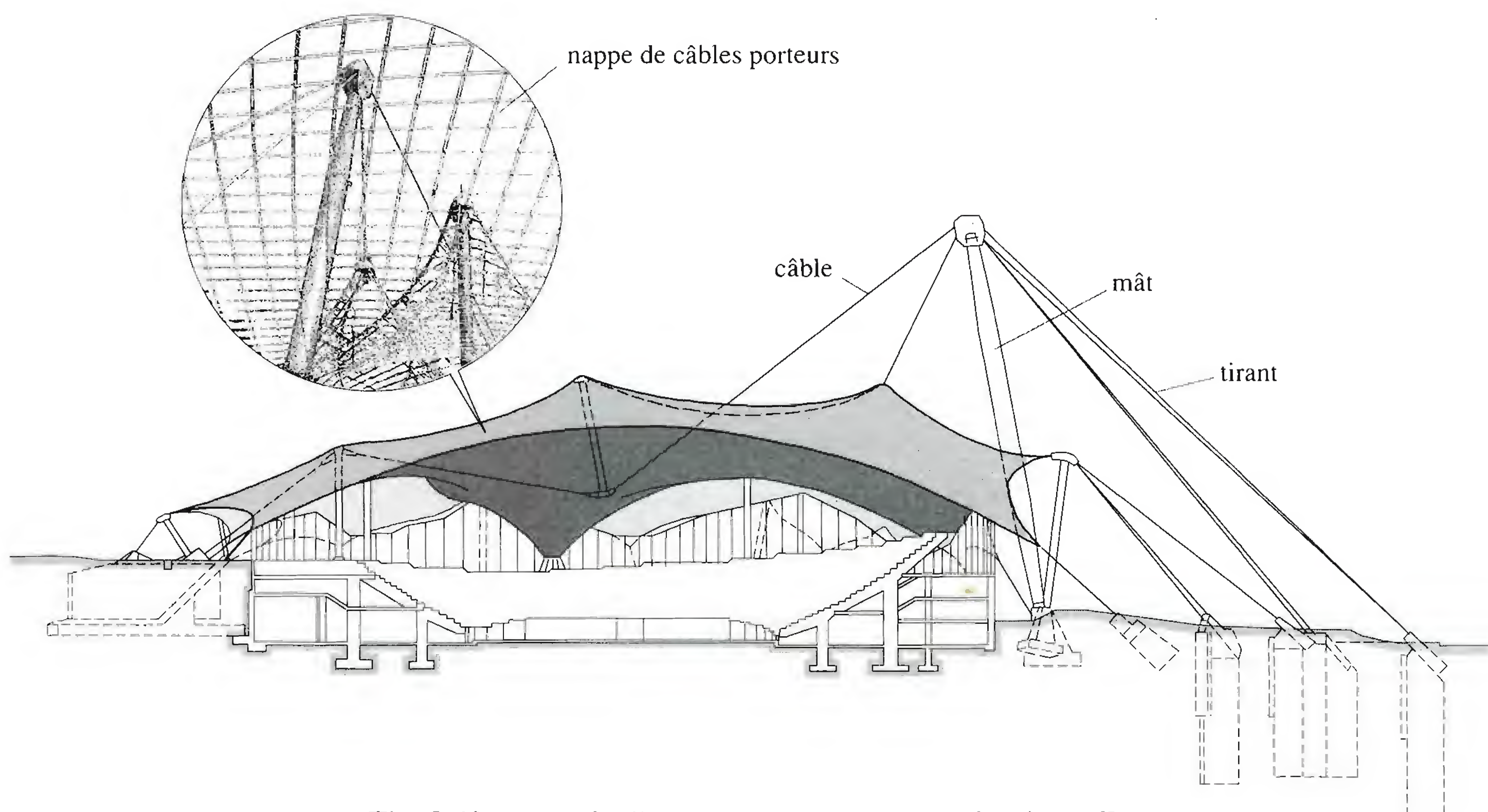


Fig. 3.49 Exemple d'une structure tendue non lestée [3.6].

Etant donné leur structure tissée, les membranes se comportent comme un réseau de câbles à deux nappes (fig. 3.50), mais la méthode de construction change selon le matériau utilisé (textile, composite, acier, etc.): les membranes peuvent se plier, mais pas les plaques d'acier. Les textiles polyester ont une faible résistance mécanique mais sont peu sensibles au fluage et au vieillissement, alors que d'autres matériaux plus résistants le sont.

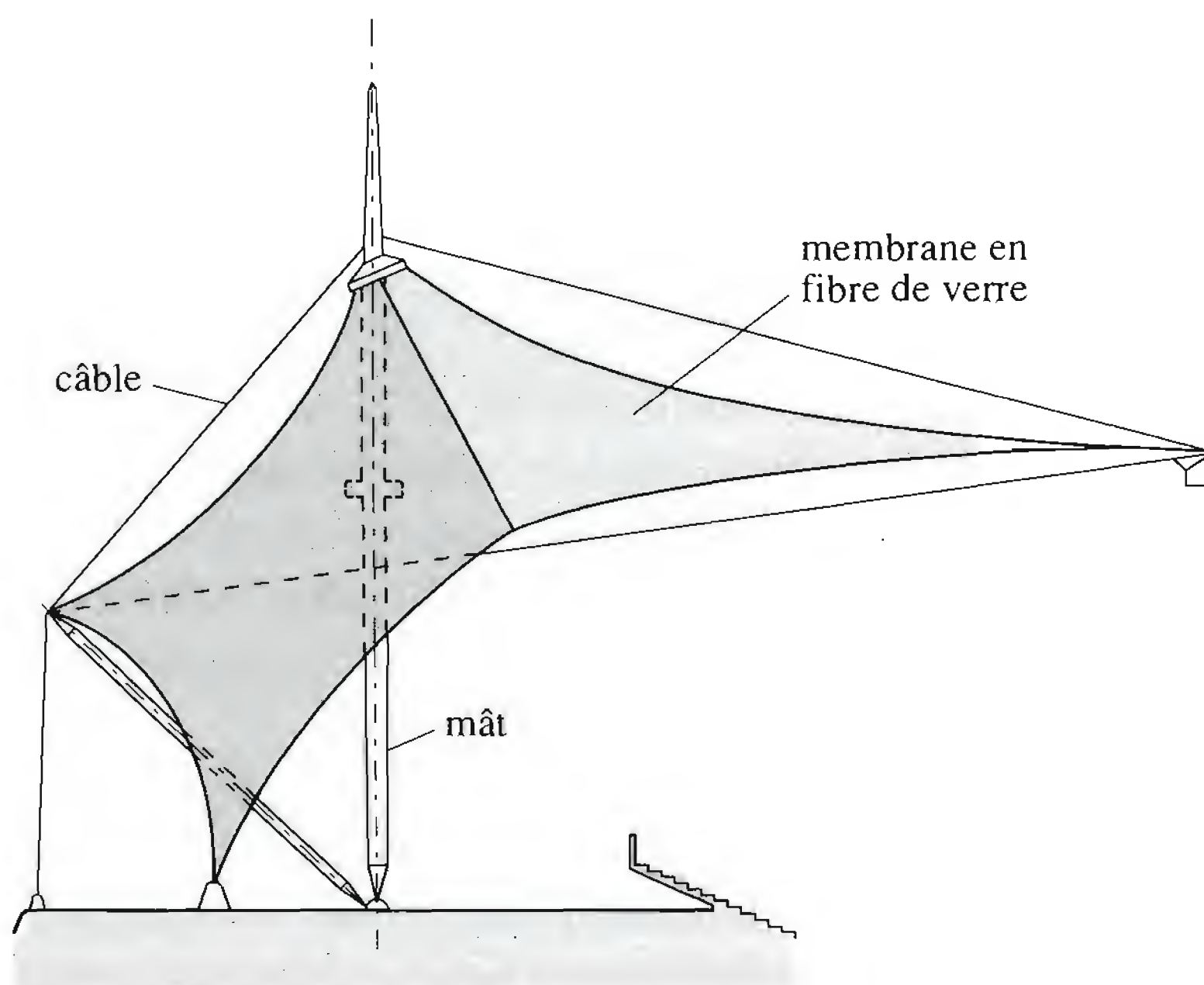


Fig. 3.50 Exemple d'une structure tendue non lestée. Toiture du stade international de Riyad, 1985. Membrane en fibres de verre avec couche de téflon, câbles et mâts métalliques. Arch. J. Fraser avec H. Berger.

Références

- [3.1] MARCUS, S.H., *Basics of Structural Steel Design*, Reston publishing company, inc., Reston, Virginia, USA, 1977.
- [3.2] FRUITET, L., *Cours de construction métallique*, Dunod, Paris, 1983.
- [3.3] BALLIO, G. and MAZZOLANI, F.M., *Theory and Design of Steel Structures*, Chapman and Hall, London, 1983.
- [3.4] DUBAS, P. und GEHRI, E., *Stahlhochbau*, Springer-Verlag, Berlin, 1988.
- [3.5] CEE - CIDECT, *Construire avec des profils creux en acier*, Chambre syndicale des fabricants de tubes d'acier, Paris, 1984.
- [3.6] SCHLAICH J., Les structures légères, *Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics* n° 479, Paris, 1989.
- [3.7] SZS, Bobst SA à Mex, Usine de montage électrique, *Construire en acier* n° 9, Centre suisse de la construction métallique (SZS), Zurich, 1979, pp. 49-54.
- [3.8] MAKOWSKI Z.S., *Analysis, Design and Construction of Braced Barrel Vaults*, Elsevier, London, 1985.
- [3.9] Le centre de glace de Malley/Lausanne, *Ingénieurs et architectes suisses* n° 19, Lausanne, 1985, pp. 345-353.
- [3.10] BUCHHOLDT, H.A., *An introduction to cable roof structures*, Second edition, Thomas Telford, London, 1999.

4 Systèmes porteurs des bâtiments



4.1 Introduction

Pour simplifier, on peut dire qu'un bâtiment à étages [4.1] [4.2] est composé de planchers superposés et de poteaux. L'ossature ainsi constituée assure la transmission aux fondations des charges verticales sollicitant les planchers. Mais le bâtiment est également soumis à des actions horizontales dues au vent ou aux séismes. L'ossature doit donc être complétée par des contreventements horizontaux et verticaux qui transmettent ces efforts aux fondations.

La figure 4.1 montre schématiquement les éléments constituant l'ossature d'un bâtiment à étages. La comparaison avec la structure porteuse d'une halle (la figure 3.1 est reproduite en réduction sur la figure 4.1) fait ressortir l'analogie entre ces deux types de structures. Les différences principales concernent le nombre de travées transversales, souvent plus d'une dans les bâtiments, ainsi que les contreventements horizontaux généralement constitués par les dalles.

Nous allons présenter dans ce chapitre les principaux types de systèmes porteurs usuels des bâtiments, l'accent étant mis sur les ossatures articulées comportant un noyau central de stabilisation ou un système de contreventements (sect. 4.2). La section 4.3 sera consacrée à quelques systèmes porteurs particuliers. La conception des éléments constitutifs des ossatures sera abordée, à savoir successivement les planchers (sect. 4.4), les poteaux et suspentes (sect. 4.5) et enfin les assemblages (sect. 4.6).

4.2 Systèmes porteurs usuels

4.2.1 Ossatures articulées

Dans ce type d'ossature, tous les assemblages entre éléments porteurs (poutres, poteaux) sont considérés comme des articulations (fig. 4.2(a)). Les forces verticales agissant sur la toiture et les planchers sont transmises aux fondations par flexion des poutres et compression des poteaux. Les forces horizontales sont transmises aux fondations par les planchers (poutraison et dalle) et par les contreventements verticaux situés à l'intérieur ou à l'extérieur de l'ossature. Ces contreventements sont des treillis métalliques ou des parois en béton armé.

Deux autres possibilités existent pour la conception des éléments résistant aux forces verticales :

- les poteaux sont continus et les sommiers sont des poutres simplement appuyées entre deux poteaux (fig. 4.2(b)),
- les sommiers sont continus et les poteaux sont interrompus à chaque étage (fig. 4.2(c)).

On conçoit parfois des systèmes porteurs dans lesquels les poteaux sont continus et les sommiers (continus eux aussi) sont dédoublés. Ils sont alors disposés de part et d'autre des poteaux, la liaison poteau-double sommier restant articulée.

Les avantages des systèmes articulés contreventés sont :

- des nœuds de conception et d'exécution simples,
- un montage rapide de l'ossature,
- un réglage facile non sensible aux tolérances de fabrication,
- des poteaux essentiellement comprimés.

Les inconvénients sont :

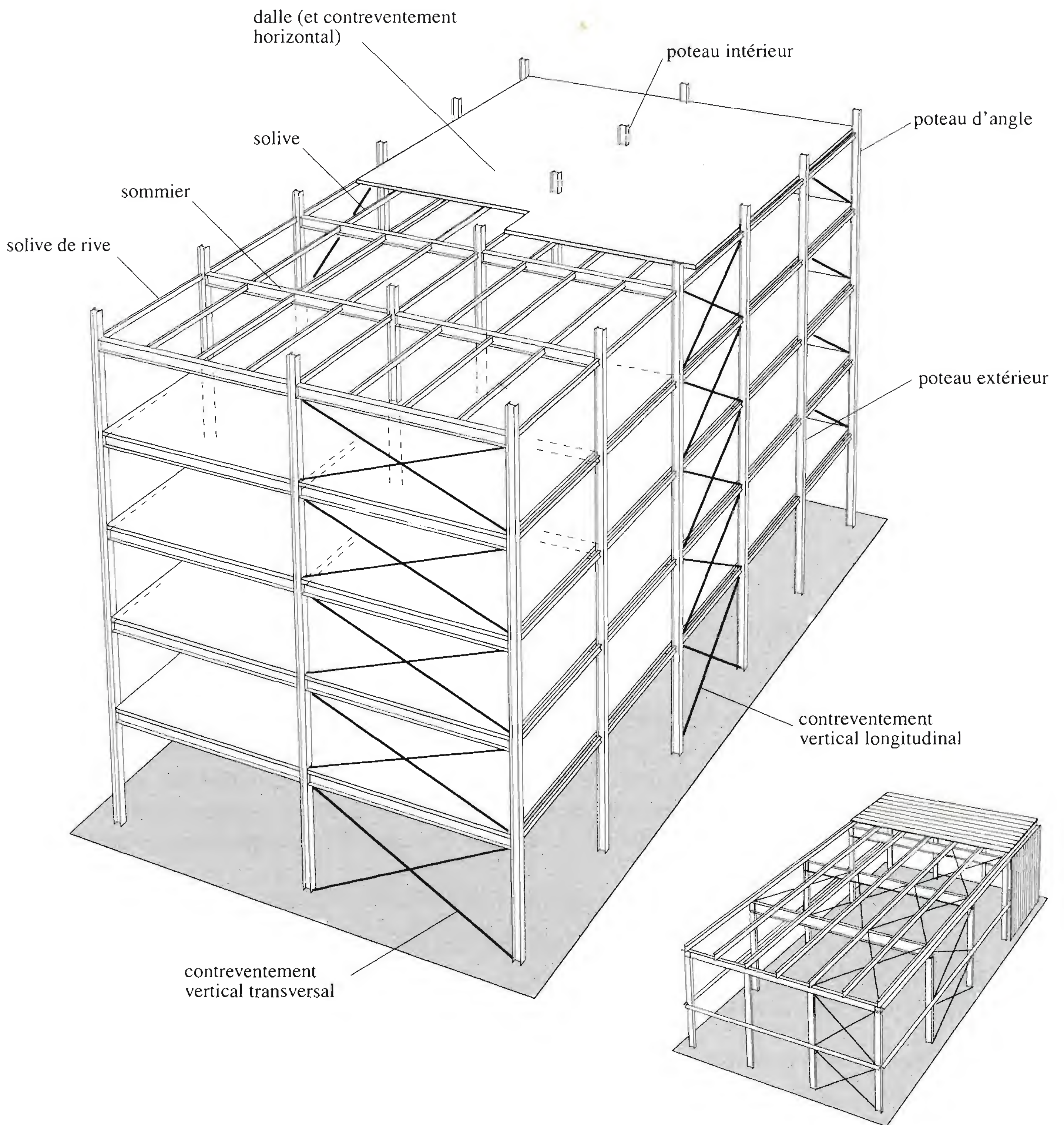


Fig. 4.1 Eléments d'une ossature de bâtiment à étages.

- des sommiers en poutre simple de grande dimension ou des sommiers doubles continus,
- le transfert des efforts verticaux des poteaux interrompus à travers les sommiers, qui n'est plus possible à partir d'un certain nombre d'étages,
- la présence des contreventements qui peuvent être éventuellement gênants.

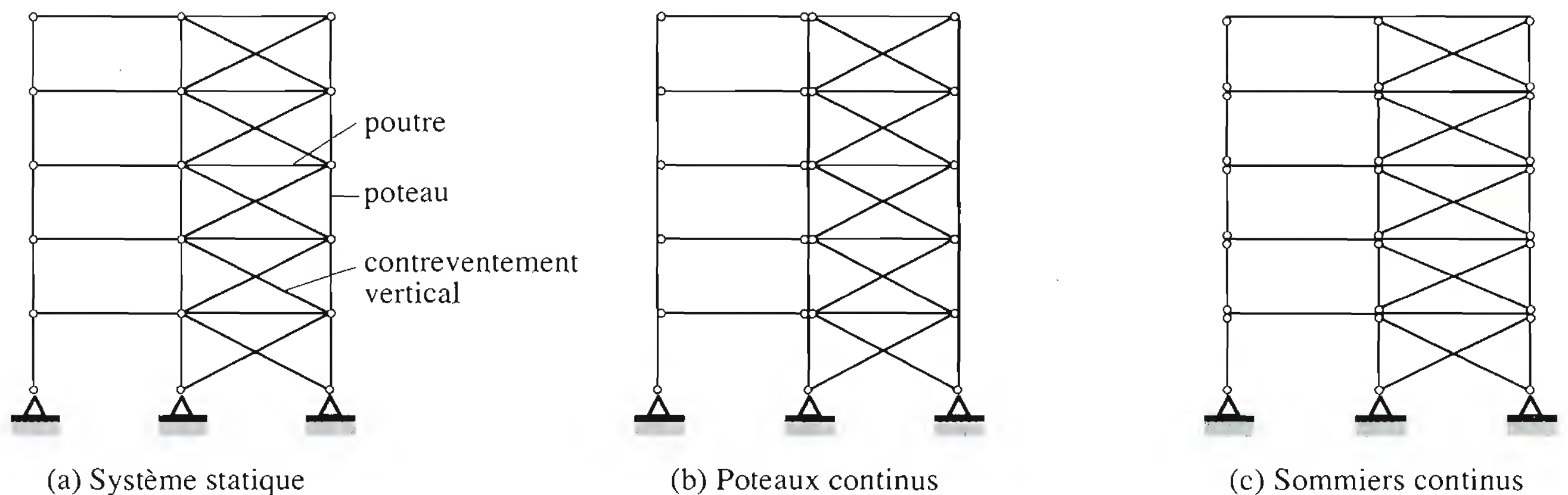


Fig. 4.2 Ossature articulée et contreventée.

4.2.2 Ossatures à noyau central

Structures simples

Dans les bâtiments à étages, pour des raisons d'aménagement des surfaces utiles, on dispose au centre du bâtiment les locaux de service, qui ne nécessitent pas d'éclairage naturel (archives, sanitaires, etc.), ainsi que les circulations verticales des personnes (escalier, ascenseur), des fluides et de l'énergie (gaines techniques). Il est possible de construire ces locaux en béton armé de façon à constituer une structure verticale très rigide appelée **noyau central** (fig. 4.3). On utilise cette structure pour lui transmettre toutes les forces horizontales au moyen des dalles ou des contreventements de plancher. Le noyau central agit donc comme une poutre-console, encastree dans les fondations ou l'infrastructure, soumise essentiellement à la flexion et au cisaillement, éventuellement à la torsion en cas de position excentrée dans le plan du bâtiment. La structure métallique elle-même (poutraison et poteaux) ne subit alors que les forces verticales. Les liaisons entre les éléments (solives, sommiers, poteaux) sont conçues comme des articulations. Selon la dimension en plan du bâtiment, il est possible d'avoir deux noyaux ou une combinaison d'un noyau central et de contreventements verticaux disposés dans les façades.

L'avantage des noyaux en béton armé (fig. 4.4(a)) est leur grande rigidité. Mais les tolérances dimensionnelles et le retrait du béton armé, le comportement différent dans le temps du béton et de l'acier, posent des problèmes d'assemblage entre le noyau et la structure métallique qui l'entoure. C'est pourquoi il est aussi possible de concevoir des noyaux entièrement en acier, comme des cadres rigides à étages multiples (fig. 4.4(b)) ou des noyaux en treillis (fig. 4.4(c)). Le montage de tels noyaux est plus rapide, mais l'inconvénient est que les panneaux qui les constituent possèdent une rigidité hors plan moins grande que les parois des noyaux en béton armé; ce fait est important pour les bâtiments élevés (déplacements horizontaux). Il est également possible de concevoir des noyaux mixtes, par combinaison de parois en béton armé et de contreventements verticaux en acier.

En ce qui concerne les déplacements horizontaux au sommet des bâtiments-tours sous l'effet du vent (fig. 4.5(a)), il faut mentionner un moyen assez efficace de les réduire: il s'agit de faire participer les poteaux extérieurs du bâtiment à la rigidité d'ensemble en les reliant à la tête du noyau au moyen d'un système de poutres à treillis appelé **chapeau** (fig. 4.5(b)). Le système statique est alors constitué d'une console encastree (le noyau) avec une traverse rigidement liée à ce noyau (le chapeau) et des tirants reliant ce dernier au sol (les poteaux extérieurs). Il est également possible de réaliser cette liaison rigide entre le noyau et l'enveloppe extérieure à un ou plusieurs niveaux intermédiaires de la structure.

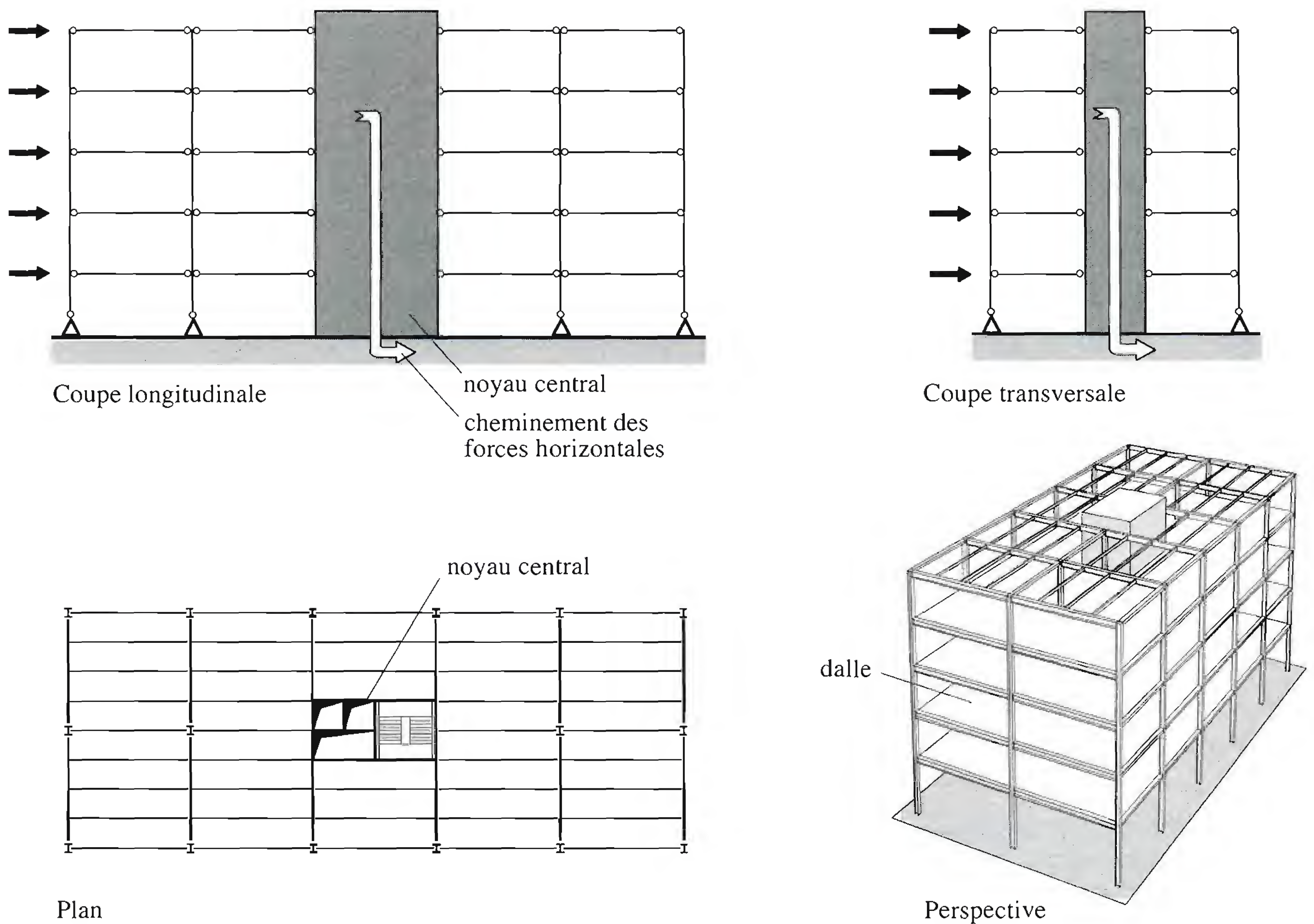


Fig. 4.3 Ossature articulée avec noyau central.

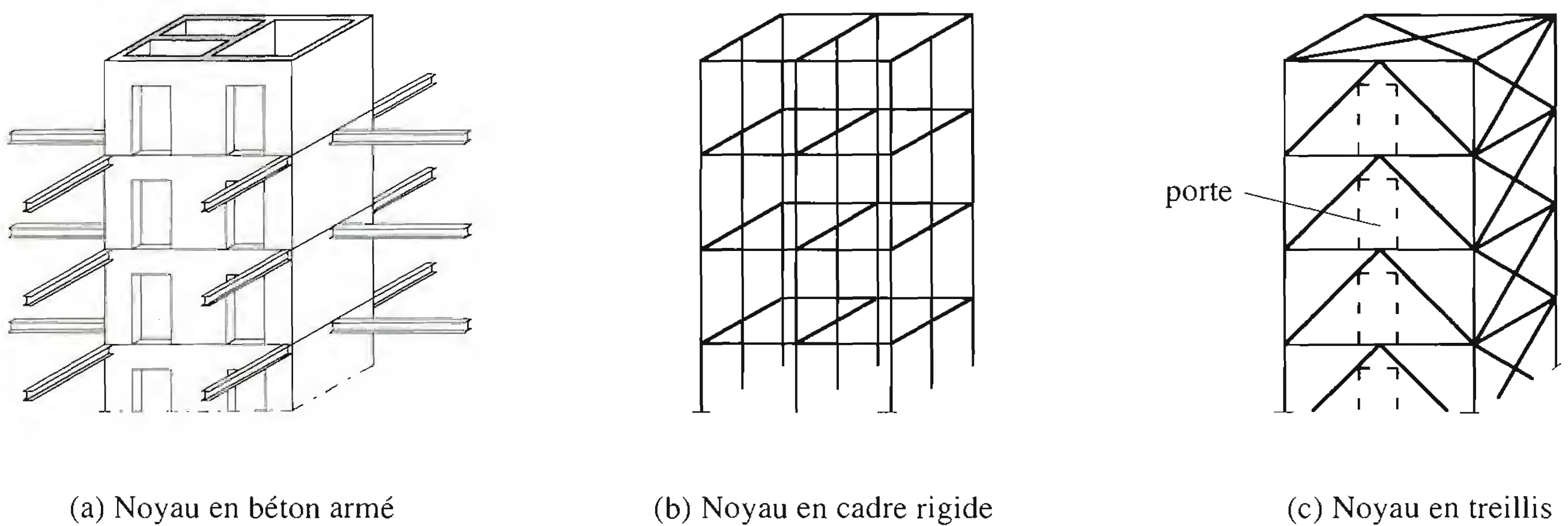


Fig. 4.4 Noyaux d'ossatures articulées.

Structures suspendues

Une structure suspendue (fig. 4.6) peut être considérée comme un cas particulier d'une structure articulée à noyau central. Il s'agit en fait d'une série de planchers suspendus à un chapeau similaire à celui décrit à la figure 4.5(b). Les réactions d'appui des planchers sont conduites vers le haut par des suspentes et transmises au(x) noyau(x) par de grandes poutres-consolés constituant le chapeau. On dispose

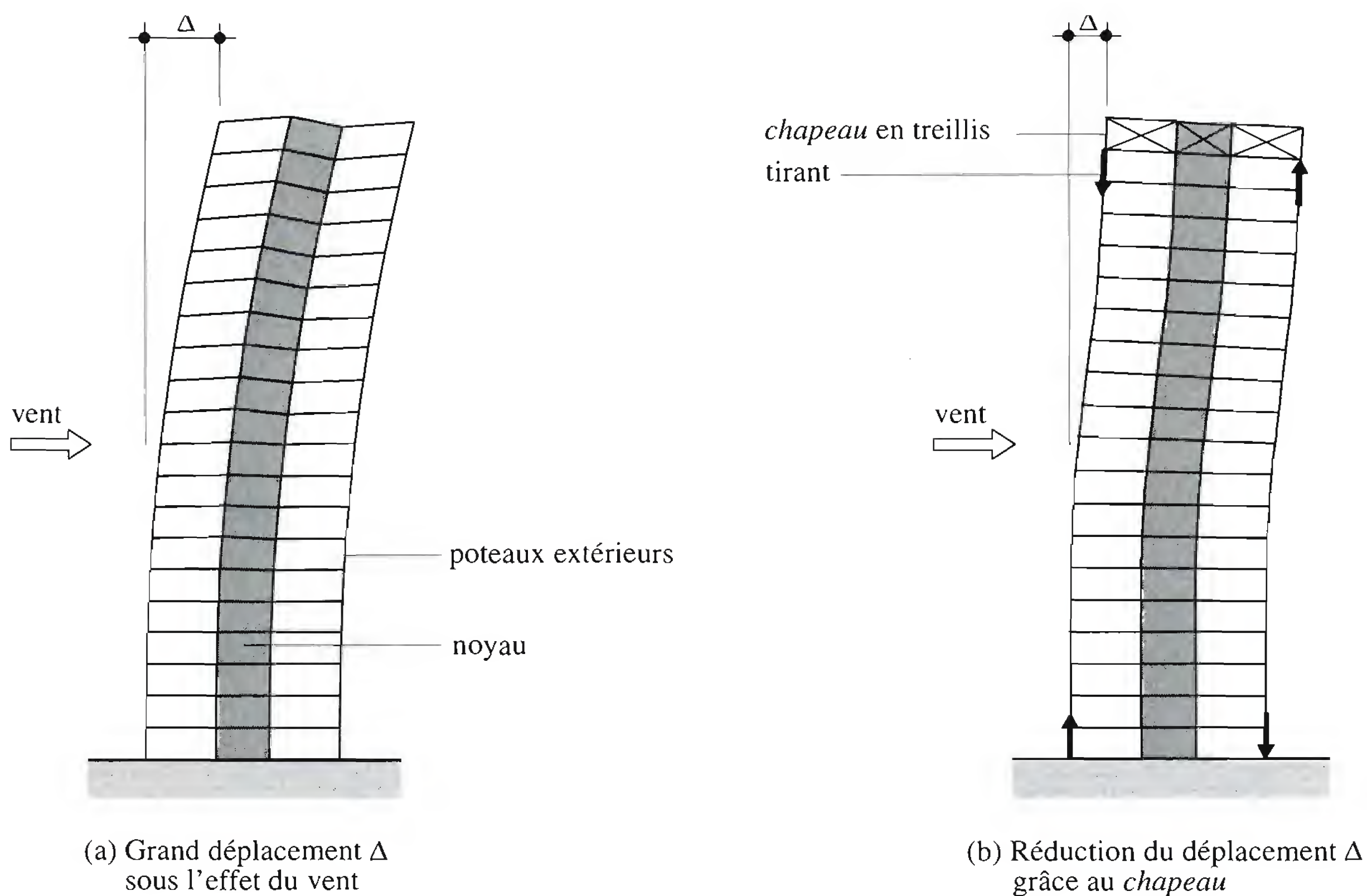


Fig. 4.5 Influence d'un *chapeau* sur les déplacements horizontaux d'une ossature articulée avec noyau central.

ainsi au rez-de-chaussée de zones qui sont libérées de poteaux. La construction commence par le bétonnage des noyaux, puis continue par le montage du chapeau métallique au sommet de la structure. Les autres éléments de la charpente sont suspendus depuis le sommet vers le bas. Pour cette raison, les éléments de planchers doivent avoir une rigidité flexionnelle suffisante pour être mis en place par levage.

Les forces horizontales sont transmises aux noyaux par les planchers qui doivent être rigides ou contreventés. Les noyaux, fortement sollicités par la compression due aux forces verticales, sont donc de plus soumis à la flexion due aux charges verticales asymétriques et à la torsion en cas de forces horizontales asymétriques. Ces sollicitations (flexion et torsion) limitent la hauteur économiquement réalisable de telles structures. Dans le cas de bâtiments élevés, il faut porter une attention particulière aux problèmes dynamiques, car la rigidité des ossatures suspendues est inférieure à celle des structures usuelles.

Les avantages des bâtiments à structure suspendue peuvent être résumés comme suit:

- utilisation optimale des matériaux (béton en compression, acier en traction),
- absence de problèmes de stabilité des porteurs verticaux (suspentes),
- réduction de la section des suspentes, donc gain de surface (suspentes intégrées à la façade),
- aménagement d'un espace libre sous la construction pour l'organisation du chantier,
- fondations au milieu du bâtiment, ce qui est avantageux dans les villes, car les fondations des immeubles adjacents peuvent être gênantes (ou gênées).

Les inconvénients sont:

- les pressions élevées sous la fondation du noyau,
- les problèmes dynamiques pour les bâtiments élevés,
- les problèmes d'allongement des suspentes sous les charges statiques des planchers lors du montage,

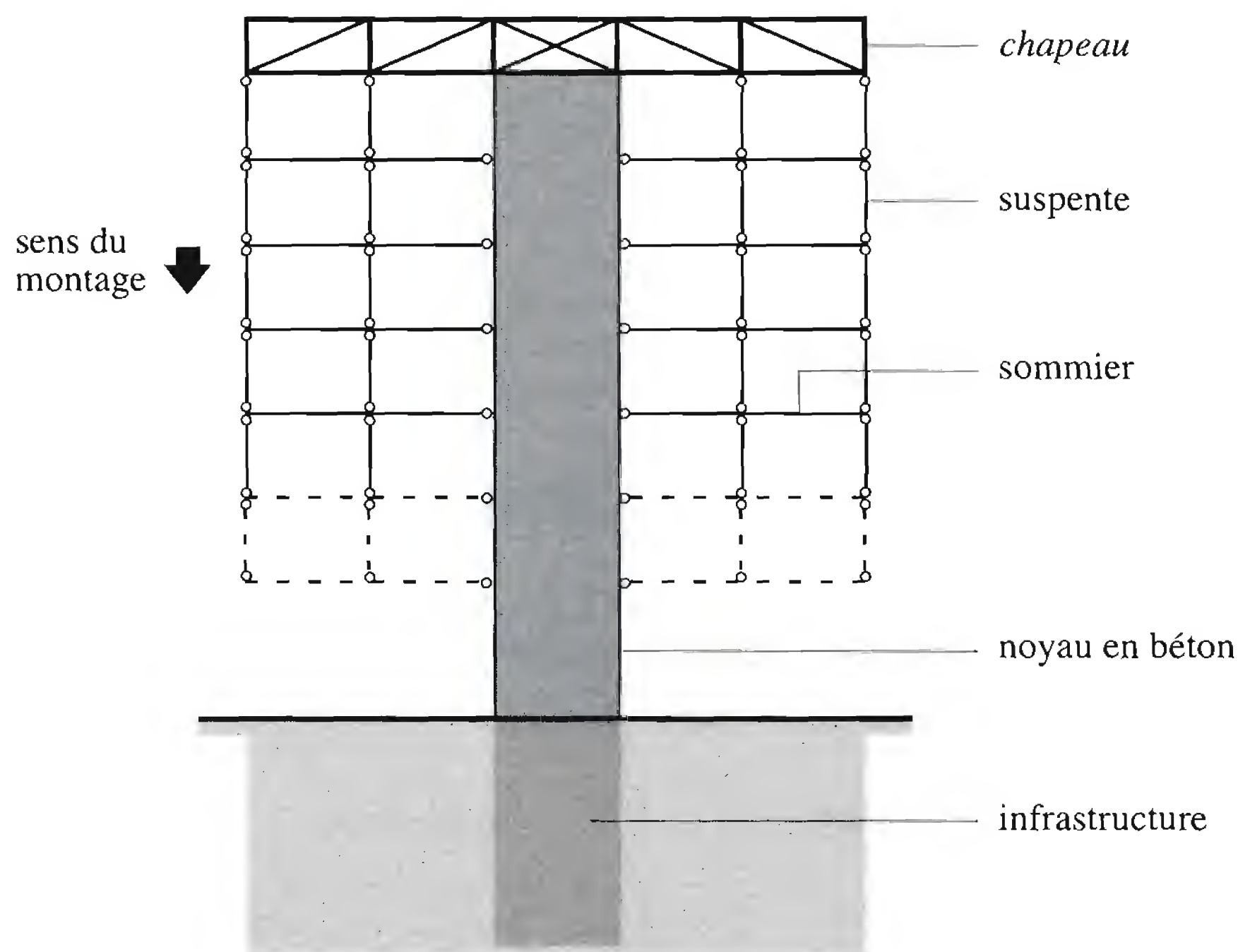


Fig. 4.6 Coupe d'un bâtiment à structure suspendue.

- les problèmes d'allongement différentiel des suspentes par rapport au noyau dus à une variation de température ou au fluage,
- le danger de ruine d'ensemble en cas d'incendie ou d'accident.

Le bâtiment administratif de la place Chauderon à Lausanne [4.3] est du type décrit ci-dessus; il comporte cinq étages. La structure métallique est suspendue à des poutres maîtresses qui prennent appui sur quatre noyaux et deux piliers en béton armé (fig. 4.7).

4.2.3 Ossatures en cadres rigides

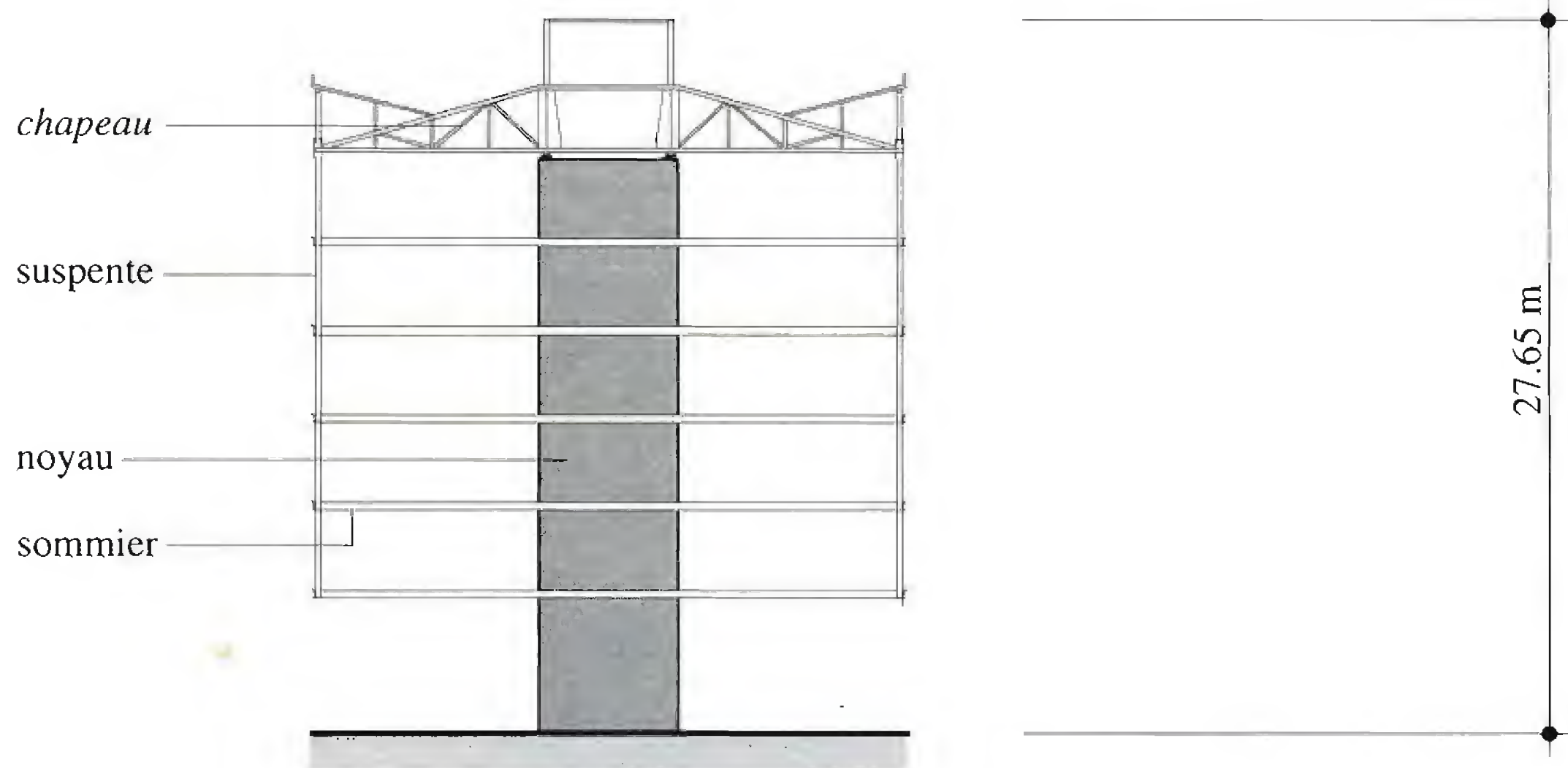
Pour éviter de disposer des contreventements gênants entre les poteaux de la structure porteuse, on peut être amené à réaliser des cadres rigides. Ce type de stabilisation par les cadres est cependant plus coûteux que les contreventements, ce qui conduit en général à des systèmes combinés. Par exemple, on réalise des cadres plans rigides dans le sens transversal et on stabilise par des contreventements dans le sens longitudinal, les plans horizontaux étant contreventés par les dalles en béton (fig. 4.8).

Les avantages des cadres rigides dans un plan par rapport aux ossatures articulées sont les suivants:

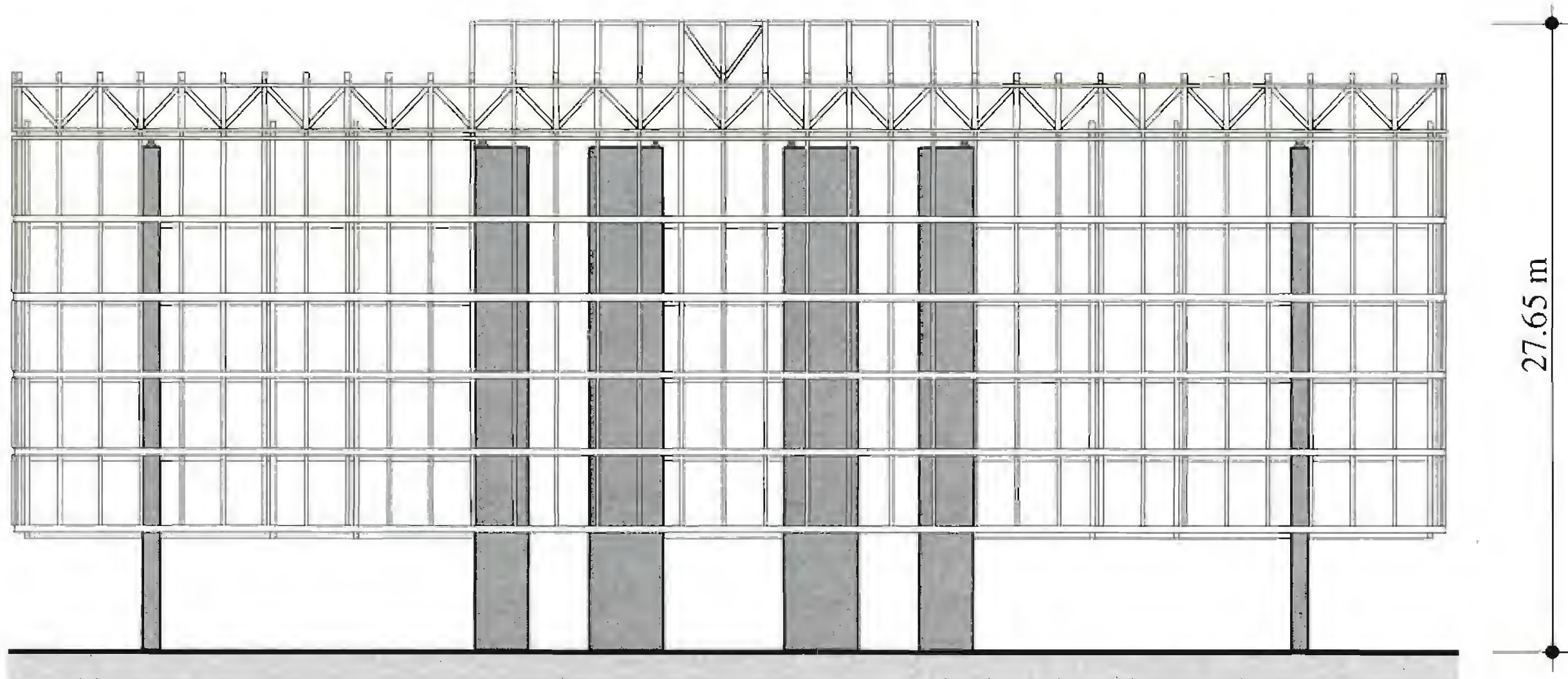
- une grande hyperstaticité du système statique transversal, ce qui permet une redistribution des efforts intérieurs, un gain sur les dimensions des sommiers et une plus grande marge de sécurité en cas d'accident ou d'incendie;
- une plus grande économie de la structure porteuse en cas de calcul plastique qui permet de tenir compte de la redistribution des moments.

Les inconvénients sont les suivants:

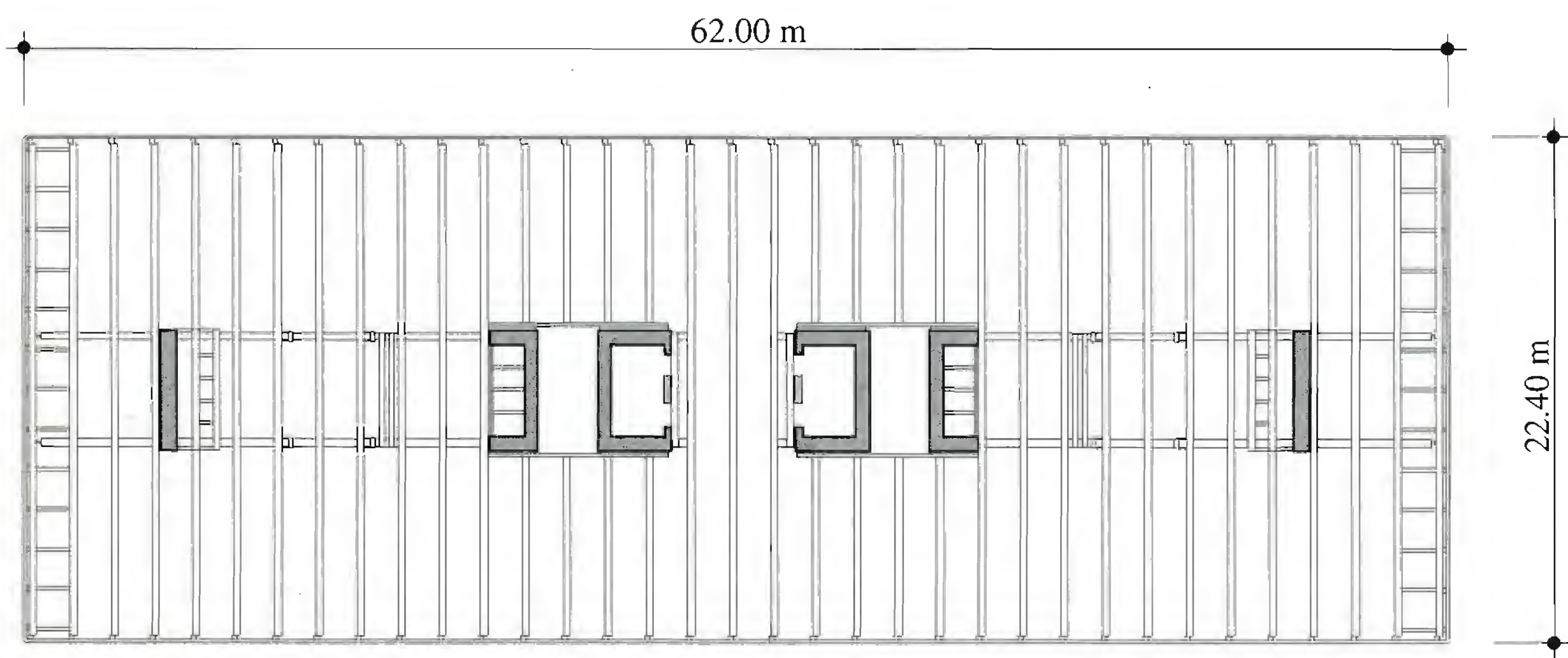
- la réalisation de nœuds rigides chargés de transmettre les moments d'encastrement des sommiers dans les poteaux est coûteuse et compliquée pour le montage,



Coupe transversale



Elévation



Plan

Fig. 4.7 Structure suspendue de l'immeuble administratif de Chauderon à Lausanne, 1974.

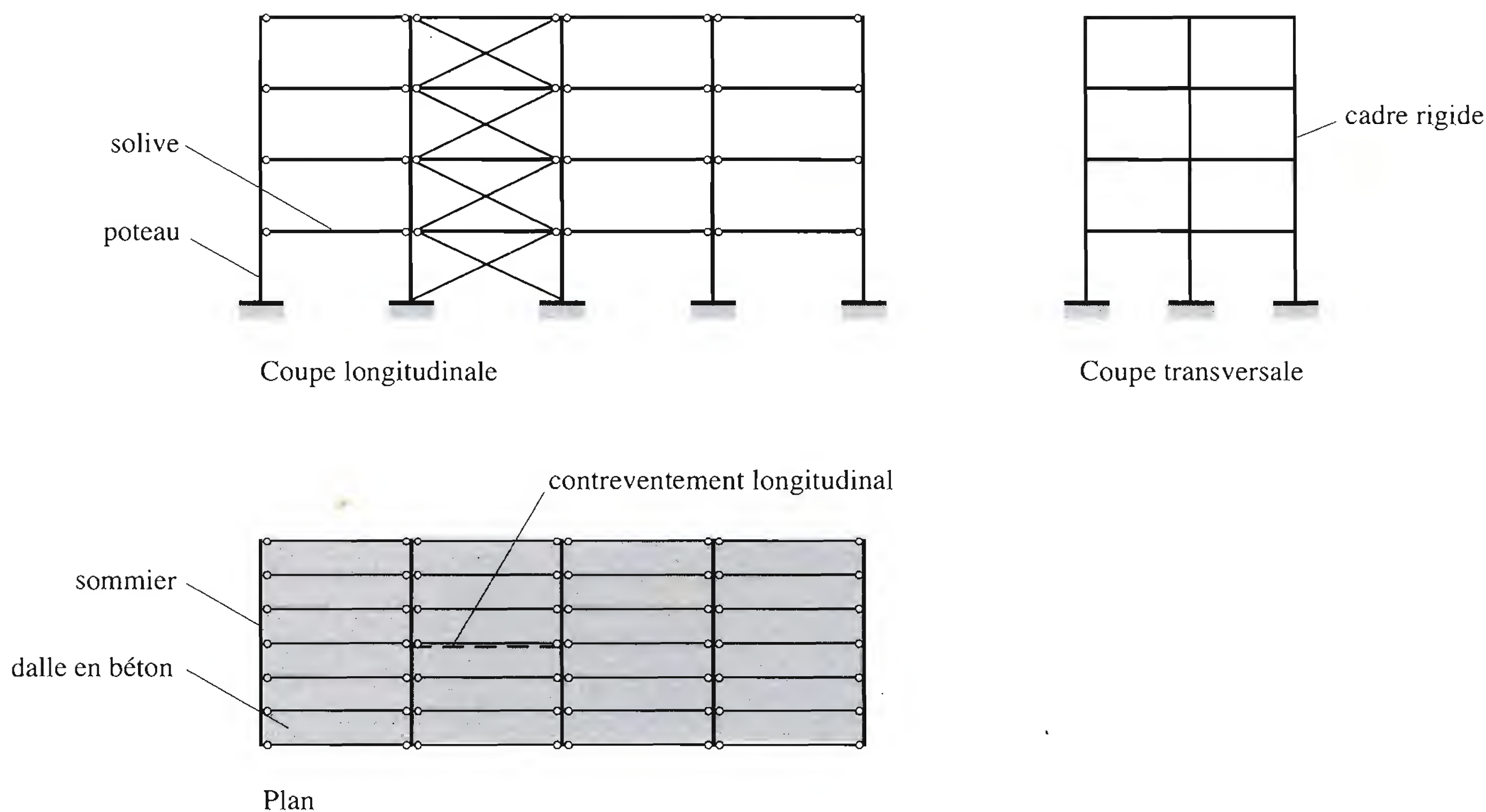


Fig. 4.8 Ossature en cadres rigides dans le sens transversal.

- les possibilités de réglage lors du montage dues aux tolérances de fabrication sont moins grandes, les assemblages étant en général soudés,
- les sollicitations des poteaux sont encore augmentées par le déplacement latéral des étages de la structure créant une excentricité des forces verticales (effet de second ordre).

Les ossatures constituées de cadres plans rigides dans deux directions sont beaucoup plus rares. Ces cadres sont formés par les poteaux et les poutres (sommiers et solives) liés rigidement entre eux (fig. 4.9). Si les solives sont également liées rigidement aux sommiers de façon à former des cadres dans le plan horizontal, on a affaire à une ossature dite *autostable* de type cadre spatial avec nœuds rigides dans toutes les directions. Un tel système ne nécessite pas de contreventements.

La figure 4.10 présente schématiquement une ossature métallique standardisée CROCS [4.4] composée de cadres à nœuds rigides. Le système CROCS (Centre de rationalisation et d'organisation des constructions scolaires) a été conçu à Lausanne dans les années 1960 pour des bâtiments de quatre niveaux au maximum et pour six ou sept travées dans les deux directions, sans contreventements. Les champs de l'ossature sont constitués par des axes distants de 5.4 m ou 7.8 m dans les deux directions. Les poteaux circulaires continus, situés à l'intersection de ces axes, sont articulés à leur base et comportent des chapiteaux soudés en atelier destinés à recevoir les poutres principales constituant le plancher. Ces poutres, doubles, sont placées de part et d'autre des axes de la structure. Leur hauteur (450 mm) est constante pour les deux champs de 7.8 m ou 5.4 m.

Dans le cas de bâtiments élevés, dont la structure porteuse est formée de cadres transversaux rigides, le dimensionnement des cadres est fonction de leur déplacement horizontal (fig. 4.11(a)); cette conception nécessite souvent une augmentation de la section des poteaux et des sommiers par rapport à celle basée uniquement sur la résistance du système non déformé. Il est donc économique de contreventer certains ou tous les cadres transversaux, même s'ils sont conçus comme rigides (fig. 4.11(b)).

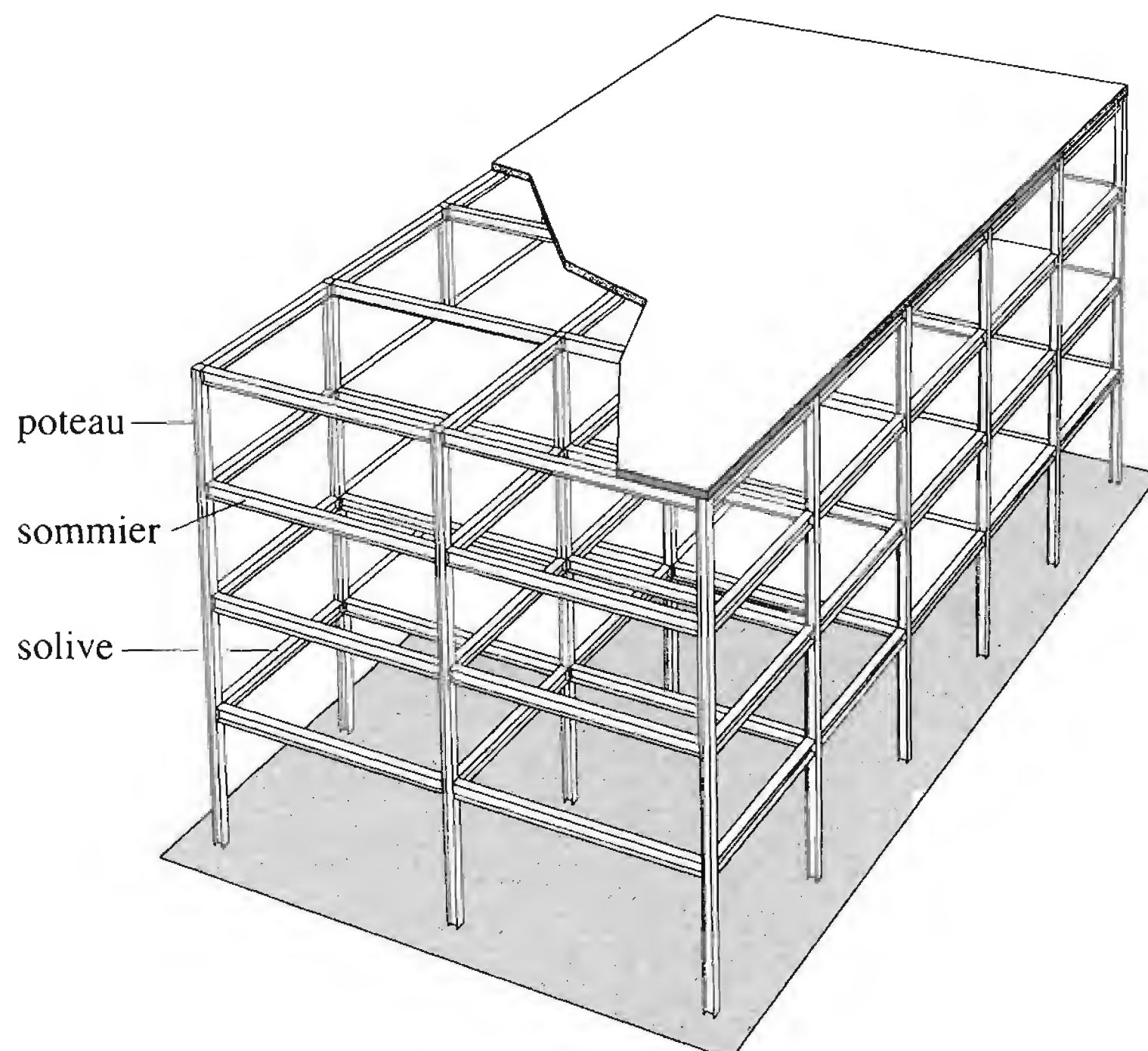


Fig. 4.9 Ossature en cadres rigides dans deux directions.

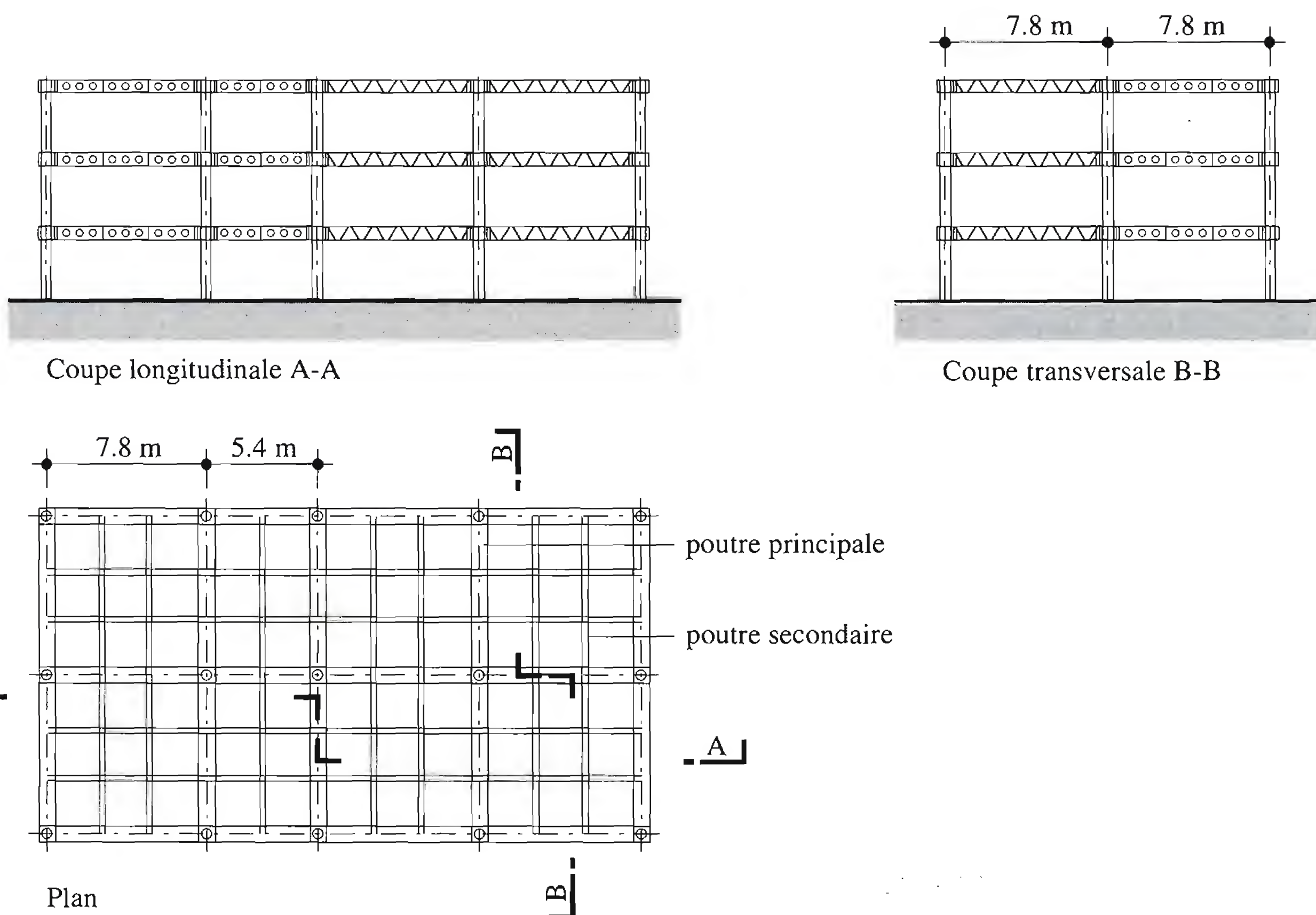


Fig. 4.10 Grille spatiale de cadres à nœuds rigides (système CROCS [4.4]).

Les avantages et les inconvénients d'un tel système rigide-contreventé sont les mêmes que ceux énumérés ci-dessus pour le système à cadres non contreventés, sauf en ce qui concerne le déplacement des nœuds qui est alors réduit. Les forces verticales, comme pour un système articulé, sont essentiellement reprises par les solives, sommiers et poteaux; les forces horizontales sont transmises aux fondations par les contreventements verticaux.

Dans cette solution, comme on l'a vu pour les ossatures de halles (§ 3.3.3), les cadres rigides travaillent conjointement avec le système de contreventements, les parts de la force horizontale reprise par les cadres et par le contreventement dépendant des rigidités relatives de ces éléments. Un tel système combiné de stabilisation n'est pas très économique, car il cumule à la fois des nœuds rigides, compliqués à réaliser, et des barres de contreventement. En pratique, il est souvent plus facile de créer des contreventements très rigides pour limiter les déformations, sans devoir en sus réaliser des nœuds rigides.

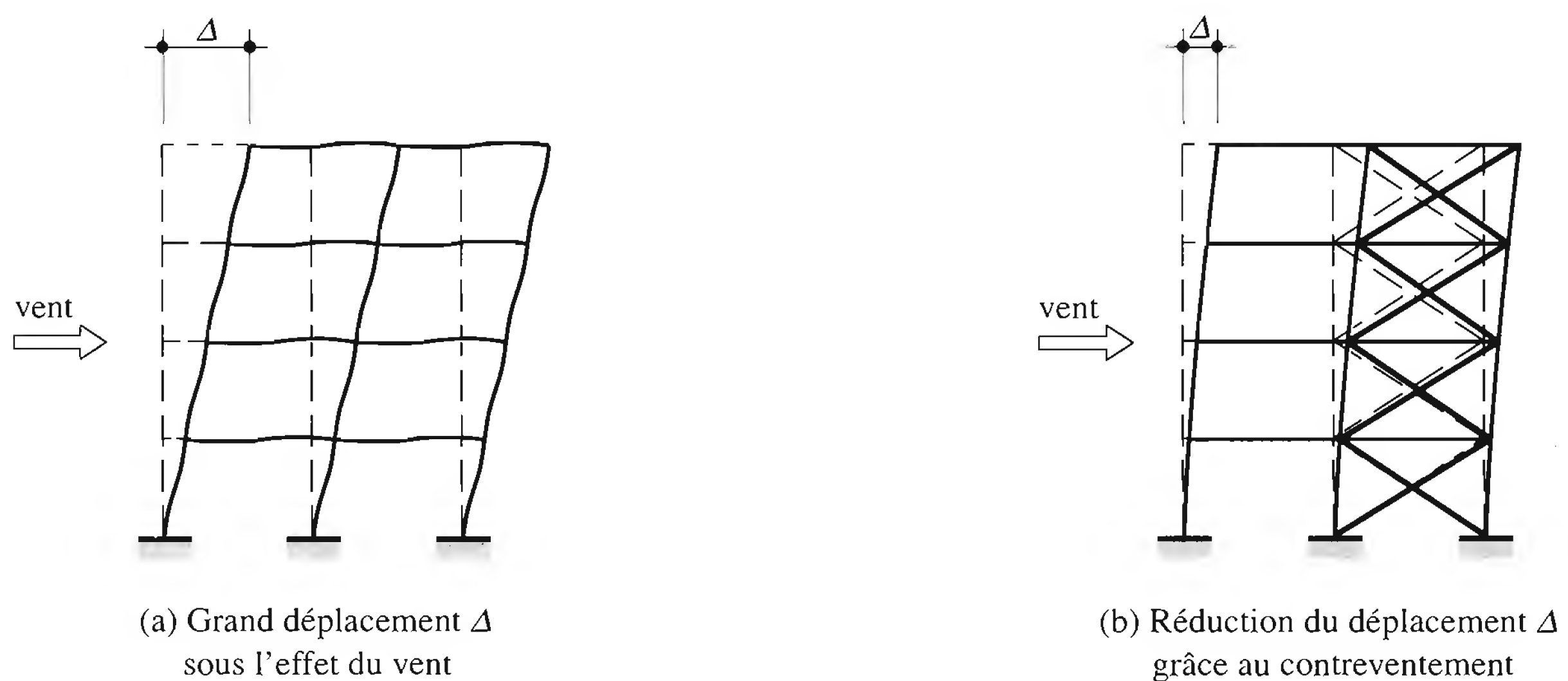


Fig. 4.11 Influence d'un contreventement sur les déplacements horizontaux d'un cadre plan rigide.

4.2.4 Structures en tubes

Comme nous l'avons déjà mentionné, les forces horizontales dues à l'action du vent ou des séismes qui agissent sur les bâtiments élevés sont importantes. Lorsque le plan de l'immeuble est compact (proche du carré ou du cercle), on adopte comme système statique celui d'une poutre encastrée dans le sol. Il est donc logique de placer la structure résistante le plus loin possible du centre de gravité du plan du bâtiment. On utilise ainsi l'enveloppe extérieure, formée de poutres et de poteaux, pour la reprise des efforts dus aux forces horizontales. Le système structural consiste alors en un double tube rigide encastré dans le sol, d'où le nom de *structure en tubes* donné à ces systèmes. Cette disposition des poteaux, dans le noyau central et dans les façades, offre une liberté totale pour l'aménagement des surfaces de plancher (fig. 4.12(a)). Des immeubles pouvant atteindre 100 étages et 400 m de hauteur ont été réalisés selon cette conception, l'exemple le plus connu étant celui des tours jumelles du *World Trade Center* à New York [4.5].

La rigidité de la structure est celle du tube extérieur, composée d'une rigidité flexionnelle due aux parois perpendiculaires au vent (les *ailerons* du tube fléchi) et d'une rigidité en cisaillement due aux parois parallèles au vent (les *âmes* du tube fléchi). Ces parois constituent des panneaux rigides du fait que tous

les poteaux sont liés entre eux par des contreventements de façade en croix de St-André (fig. 4.12(b)) ou que les poteaux et les sommiers de façade constituent des cadres rigides (fig. 4.12(c)). Cette rigidité au cisaillement des parois est nécessaire pour que la structure fonctionne comme un tube résistant aux forces horizontales.

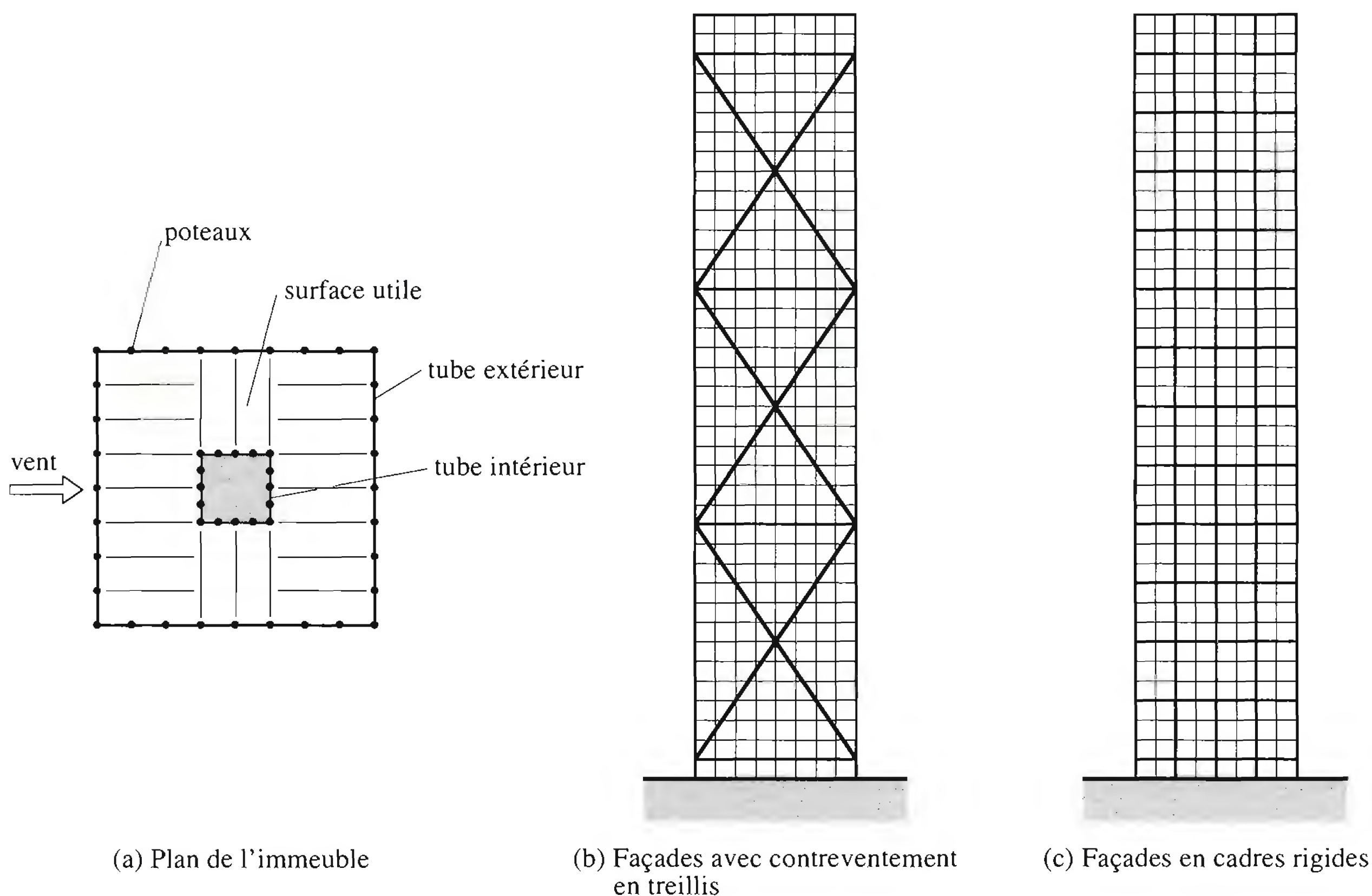


Fig. 4.12 Structure en tubes.

Afin de créer un bâtiment de grandes dimensions, la juxtaposition de plusieurs tubes revêt un intérêt particulier dans la conception d'immeubles de grande hauteur, car avec cet ensemble de tubes appelé *structure en tubes modulaires*, on constate une amélioration de la répartition des forces axiales agissant dans les poteaux par rapport aux structures en tubes concentriques. Ce système a été utilisé en 1974 pour la construction de l'un des immeubles les plus hauts du monde (442 m), la tour *Sears* [4.6] à Chicago (fig. 4.13). La base est formée de neuf mégamodules de 23 m de côté. Les modules, de hauteurs différentes, donnent un aspect particulier à l'immeuble.

4.2.5 Disposition des éléments porteurs verticaux

L'emplacement des éléments porteurs verticaux de l'ossature métallique d'un bâtiment est directement lié à sa conception. Les charges verticales appliquées à la toiture et aux planchers sont transmises aux fondations par les éléments verticaux de l'ossature, dont l'espacement détermine la portée des poutres ou des dalles, qui peuvent comporter des porte-à-faux. Les éléments porteurs verticaux sont en général comprimés (ossature articulée) comprimés et fléchis (structure en cadre) ou tendus (planchers suspendus). Certains éléments de stabilisation (noyau central et mur de refend en béton) peuvent également constituer des éléments porteurs verticaux.

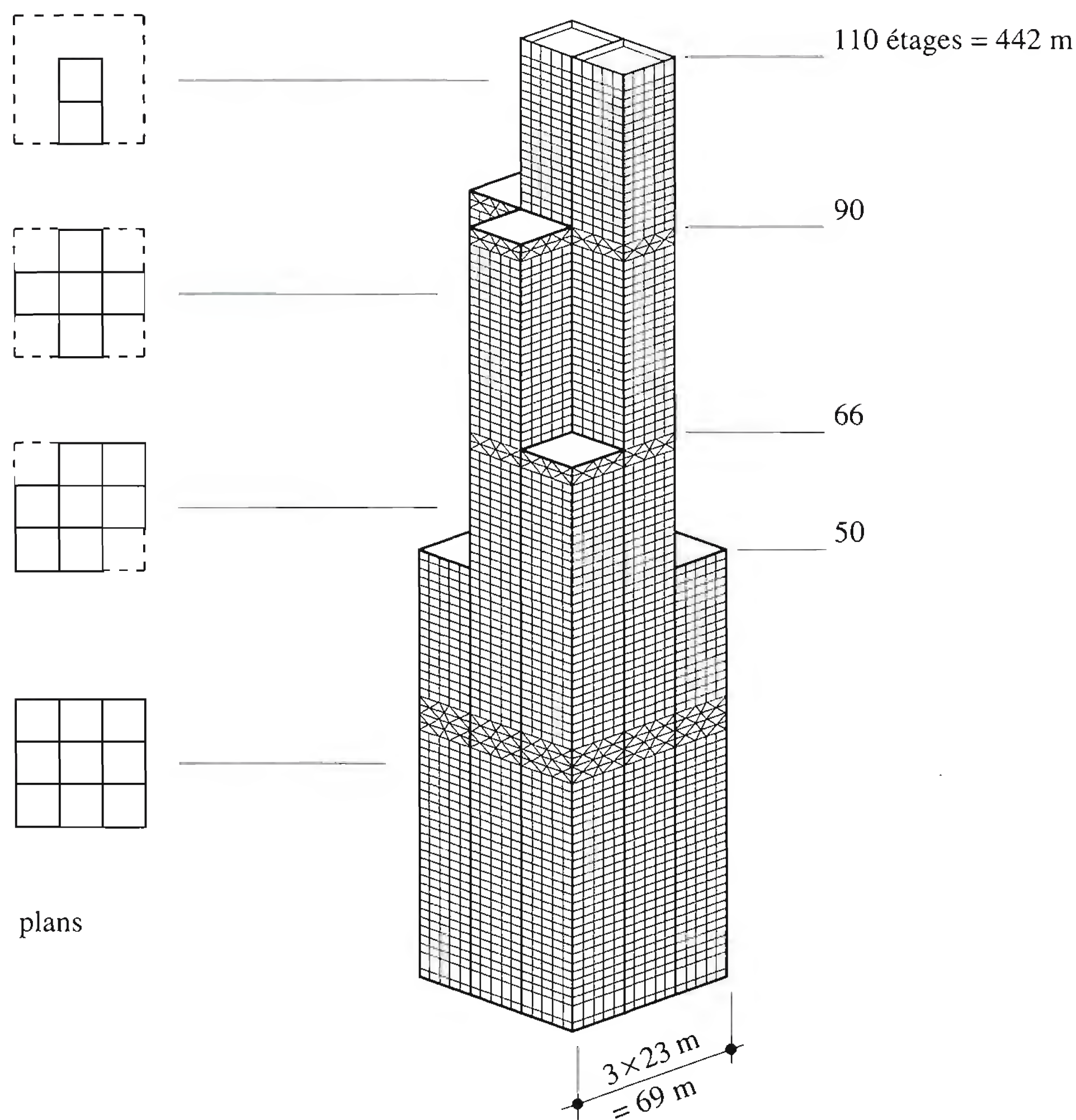


Fig. 4.13 Structure en tubes modulaires.

Les étages inférieurs des bâtiments ont souvent une autre affectation que les étages supérieurs. D'autre part, l'architecte a souvent le souci de ménager la transparence du bâtiment au niveau du rez-de-chaussée. Ces exigences conduisent à des dispositions de poteaux différentes entre sous-sol, rez-de-chaussée et étages, imposant des reprises de charges par des poutres fléchies. La figure 4.14 présente quelques exemples relatifs à la descente des charges (illustrées par une force concentrée) en liaison avec la position des éléments porteurs verticaux résultant des considérations précédentes, soit:

- les poteaux intérieurs et extérieurs sont superposés de bas en haut du bâtiment (fig. 4.14(a));
- la façade du bâtiment comporte des décrochements à certains étages, les poteaux sont placés en retrait de la façade (fig. 4.14(b));
- les poteaux de façade dans les étages ne sont pas alignés sur les poteaux du rez-de-chaussée, des structures de reprises des forces doivent être disposées sur rez-de-chaussée ou en toiture (fig. 4.14(c));
- les charges sont transmises, par l'intermédiaire de poutres en porte-à-faux, uniquement à la structure porteuse verticale intérieure formée de noyaux métalliques ou en béton armé (fig. 4.14(d));
- le rez-de-chaussée est libre de poteaux intérieurs, les charges sont transmises aux fondations uniquement par les poteaux extérieurs, par l'intermédiaire de sommiers de grande portée, ou avec des poteaux intérieurs suspendus à une grande poutre située en toiture, ou avec des poteaux intérieurs posés sur une poutre de la hauteur d'un étage sur le rez-de-chaussée (fig. 4.14(e)).

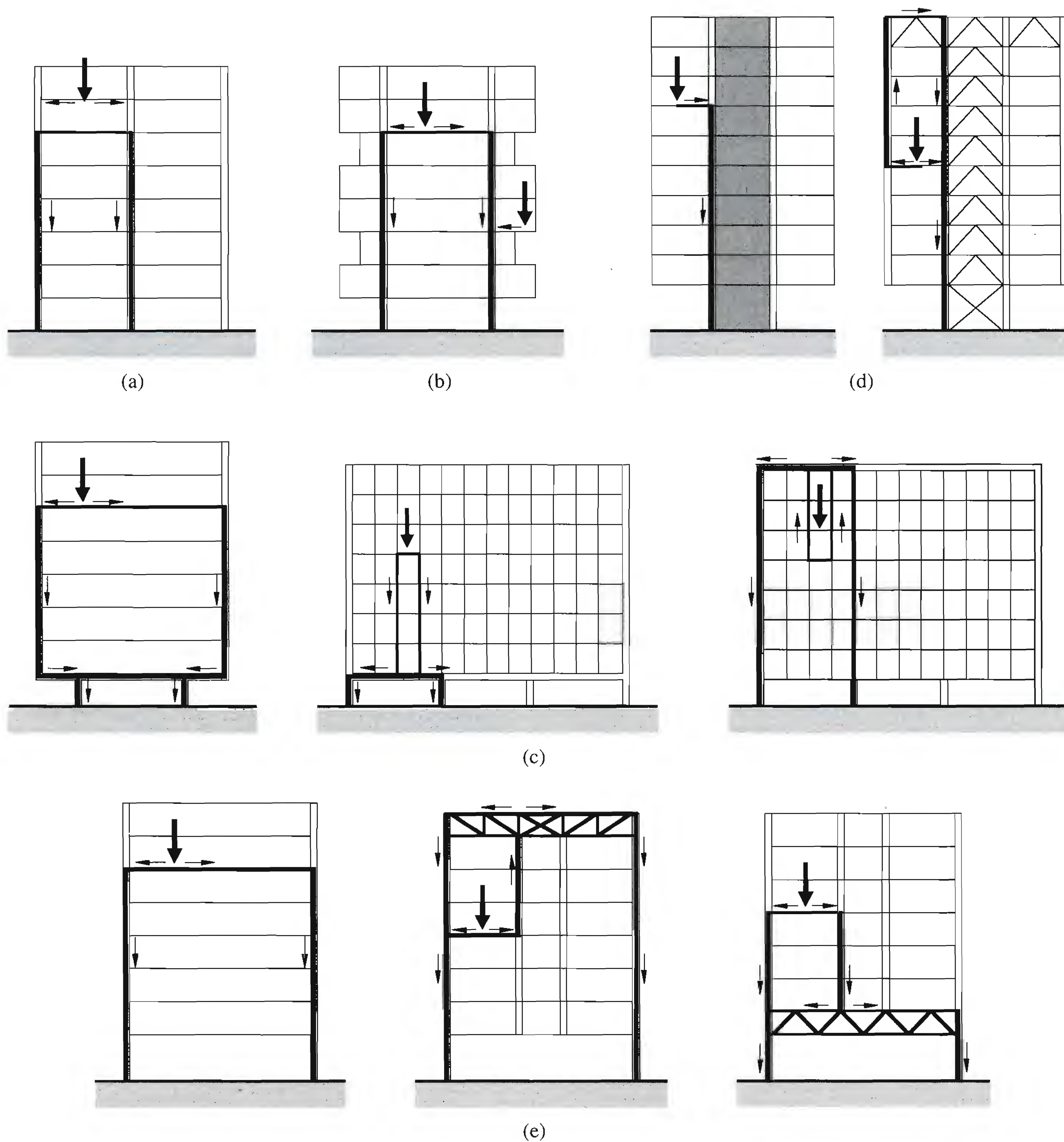


Fig. 4.14 Différentes conceptions de structures quant à la disposition des éléments porteurs verticaux (tiré de [4.1]).

4.2.6 Contreventements

Systèmes de contreventements

Tous les principes émis au chapitre 3 (sect. 3.3), concernant les contreventements des halles sont également valables pour les bâtiments à étages à structure métallique. La différence essentielle provient

du fait que la hauteur de la structure est plus grande que les dimensions en plan et que les forces horizontales (vent, séismes) deviennent prépondérantes par rapport aux charges verticales. Connaissant maintenant la façon de concevoir des structures de bâtiment stables vis-à-vis de ces forces, nous allons décrire quelques moyens de réaliser les contreventements de stabilisation.

Les structures verticales de contreventement ont pour but de transférer aux fondations les forces horizontales, alors que les contreventements horizontaux ont pour but de rigidifier les surfaces horizontales (planchers, toitures) qui doivent transmettre les forces dues au vent agissant sur les façades aux points fixes verticaux.

Contreventements verticaux

Les contreventements triangulés constituent le moyen le plus économique et le plus efficace de stabiliser une ossature métallique. Du point de vue statique, ce sont des poutres à treillis encastrées dans les fondations. Les membrures des treillis sont les poteaux du bâtiment et les montants sont les sommiers ou solives des planchers. Les diagonales sont des éléments de construction complémentaires, qui souvent réduisent la liberté d'utilisation, surtout les diagonales des contreventements intérieurs. Ces derniers doivent donc si possible être situés dans des parois fermées, autour des cages d'escalier et d'ascenseur ou en façade (fig. 4.15(a)). En général, les treillis de contreventement sont conçus de façon que les diagonales soient sollicitées à la traction seulement: deux diagonales croisées sont donc nécessaires (croix de St-André). Si le contreventement est étroit, les déplacements horizontaux sont grands. Il est alors préférable de disposer des contreventements qui couvrent plusieurs travées ou toute la largeur du bâtiment (fig. 4.15(b)). Un deuxième type de contreventement vertical est la paroi en béton armé. Il s'agit de murs disposés en façade (fig. 4.15(c)) ou à l'intérieur du bâtiment (fig. 4.15(d)) et sur toute la hauteur de la structure.

Comme dans le cas des halles (§ 3.3.1), il existe différentes façons de disposer en plan les contreventements verticaux. La figure 4.15(a) présente le cas d'un bâtiment où les contreventements sont disposés de façon symétrique dans les deux directions orthogonales du plan. Les contreventements horizontaux situés dans les planchers et la toiture sont considérés comme des poutres simples appuyées sur deux contreventements verticaux de façade, ceci dans les deux directions. Dans le cas de la figure 4.15(c), le vent transversal est équilibré par une combinaison des deux contreventements longitudinaux de façade avec le contreventement en béton du pignon. Les conditions d'équilibre énoncées au paragraphe 3.3.1 sont respectées, car le couple créé par l'excentricité de la force due au vent par rapport au pignon est équilibré par les réactions des deux contreventements métalliques perpendiculaires au mur en béton.

Contreventements horizontaux

Le plus souvent, les dalles de plancher et de toiture constituent des surfaces rigides suffisantes pour la transmission des efforts horizontaux. Si les dalles n'exercent pas cette fonction stabilisatrice, des contreventements horizontaux sont alors nécessaires.

Si les poteaux sont continus, des contreventements horizontaux ne sont nécessaires que tous les deux à trois étages, la résistance à la flexion des poteaux étant généralement suffisante pour absorber les efforts dus au vent et aux séismes sur cette hauteur. La figure 4.16 donne des exemples de disposition de contreventements horizontaux.

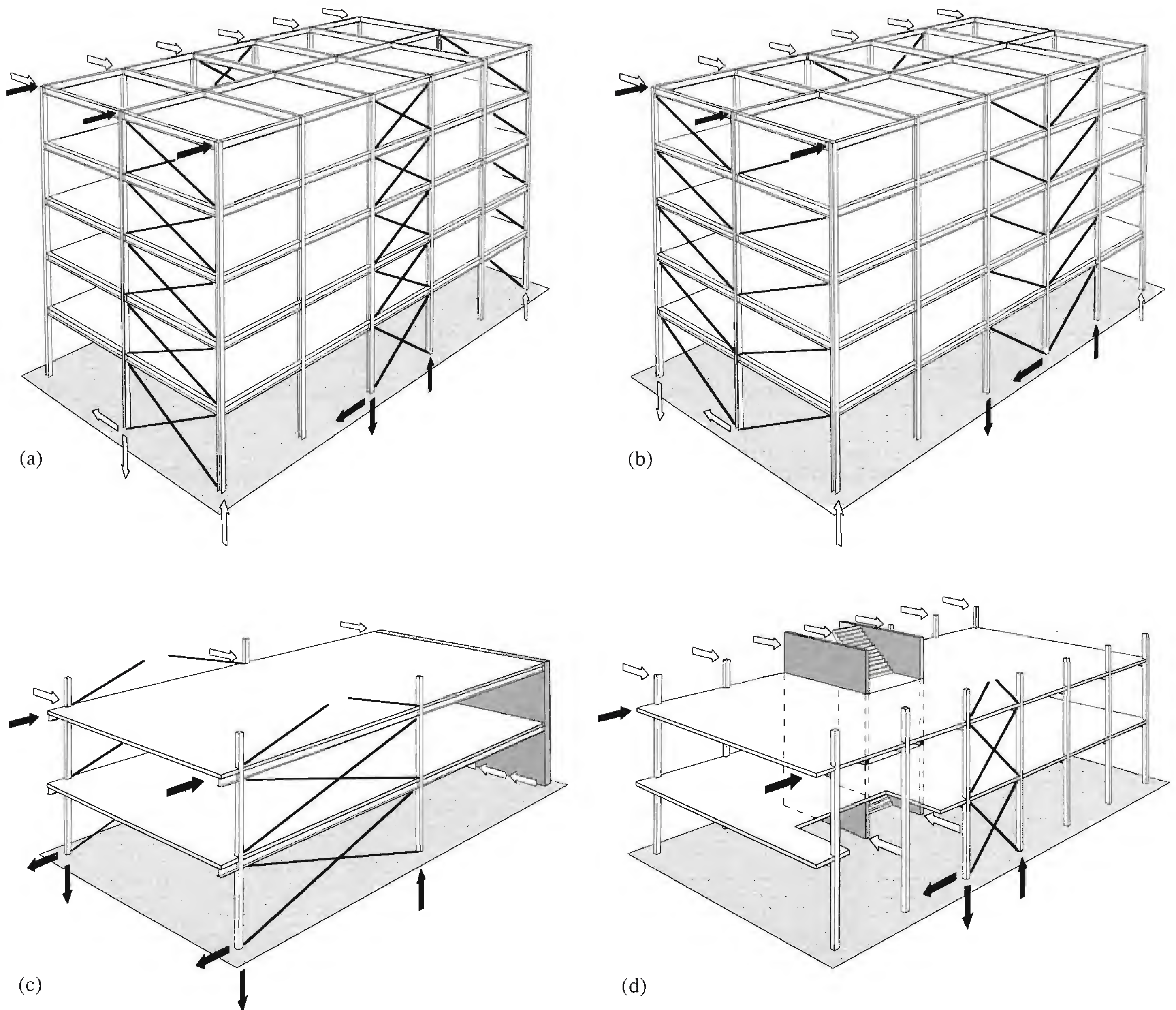


Fig. 4.15 Contreventements verticaux.

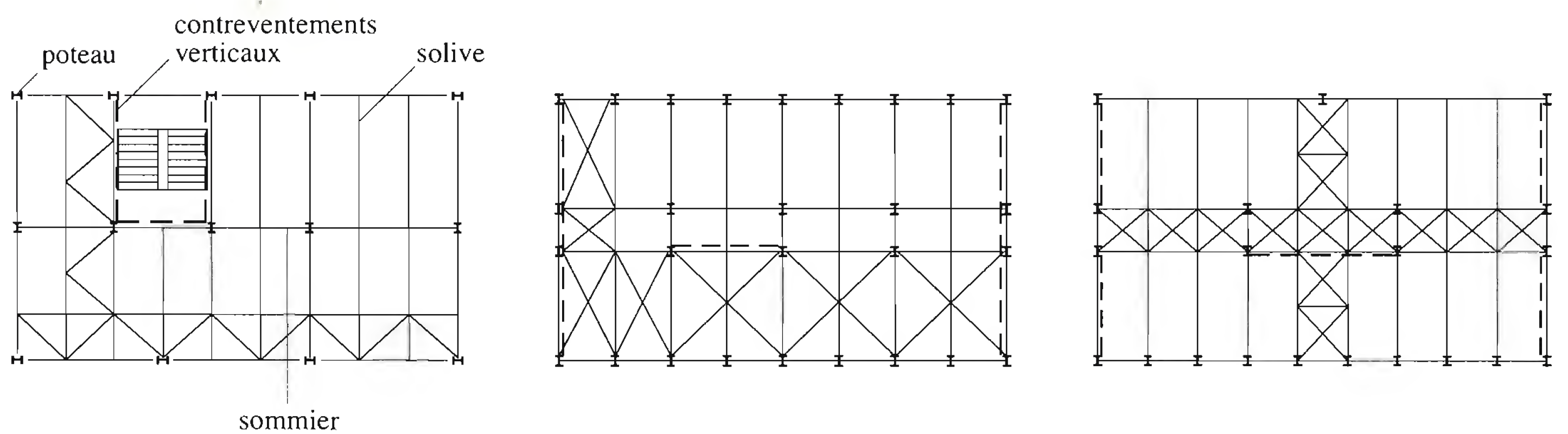


Fig. 4.16 Contreventements horizontaux.

Contreventements de montage

Des contreventements provisoires sont nécessaires chaque fois que la stabilité en cours de montage ne peut être assurée par les éléments de la structure en place. Ils transmettent les forces horizontales dues au vent ainsi que les charges de construction sur les fondations ou sur des parties de structure capables de supporter ces forces.

Les contreventements provisoires sont disposés dans des plans horizontaux et verticaux et sont constitués le plus souvent de croix de St-André en cornières ou en fers ronds. Il est aussi possible d'utiliser des câbles, qui servent alors également de moyens de réglage de la structure. Les contreventements provisoires horizontaux remplacent en général, pendant le montage, la dalle qui n'est pas encore coulée et durcie et ne peut exercer sa fonction stabilisatrice. On utilise quelquefois la tôle profilée du plancher comme contreventement provisoire horizontal.

4.3 Systèmes porteurs particuliers

4.3.1 Structure à treillis alternés

Dans certains bâtiments où une grande distance entre poteaux est nécessaire, la hauteur statique des sommiers devient un inconvénient, car elle augmente considérablement la hauteur totale du bâtiment. On peut résoudre ce problème en appliquant le système dit *à treillis alternés* [4.7]. Ce système (fig. 4.17) ne

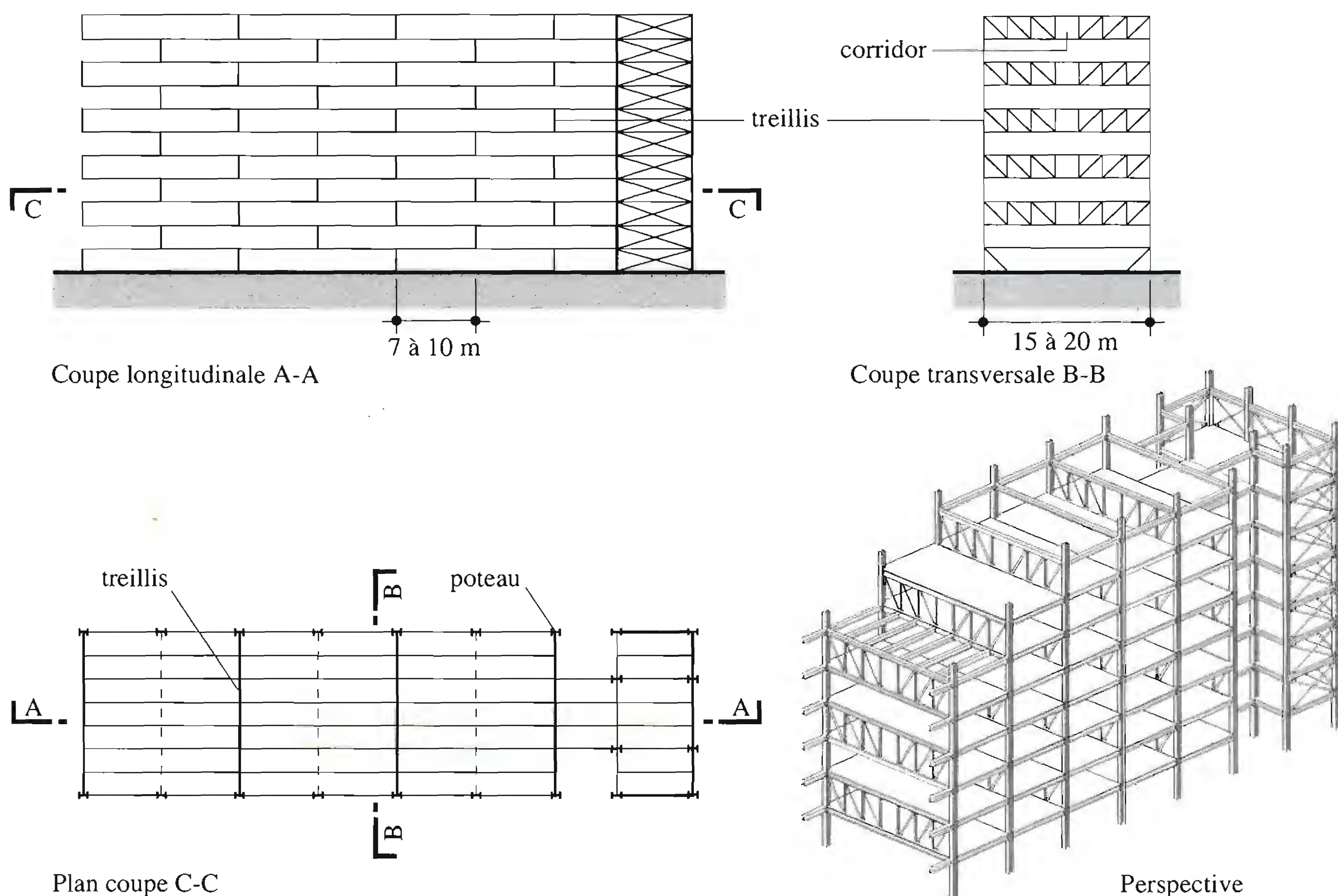


Fig. 4.17 Structure à treillis alternés.

comprend que des poteaux extérieurs. Les sommiers superposés sont reliés deux à deux par un treillis de façon à former une poutre de la hauteur d'un étage. Il en résulte des planchers de faible épaisseur mais de grande rigidité flexionnelle. De plus, par la disposition en quinconce (ou alternée) des poutres à treillis, on obtient un espacement des cloisons intérieures égal à deux fois l'écartement des sommiers du plancher. Le passage à travers ces cloisons est réalisé en réservant dans les poutres à treillis des panneaux rectangulaires rigides (*Vierendeel*, voir fig. 3.14(b)) au droit des couloirs ou des portes.

Ces poutres à treillis constituent des cadres rigides avec les poteaux extérieurs pour la stabilité transversale du bâtiment en transmettant les forces dues au vent aux fondations par l'intermédiaire du plancher rigide horizontalement puis des treillis adjacents du niveau inférieur. Dans le sens longitudinal, la stabilité est assurée par des cadres à étages multiples ou par des contreventements.

Ce type de structure, dérivé des systèmes porteurs à cadres rigides, s'applique principalement à des bâtiments longs avec des dispositions répétées, tels que hôtels, hôpitaux, parkings couverts ou écoles.

4.3.2 Bâtiments à portiques

Les bâtiments à portiques (fig. 4.18) ne comportent pas de poteaux intérieurs. Toutes les charges sont reprises par des suspentes qui les transmettent aux traverses des portiques en toiture. Les forces dues au

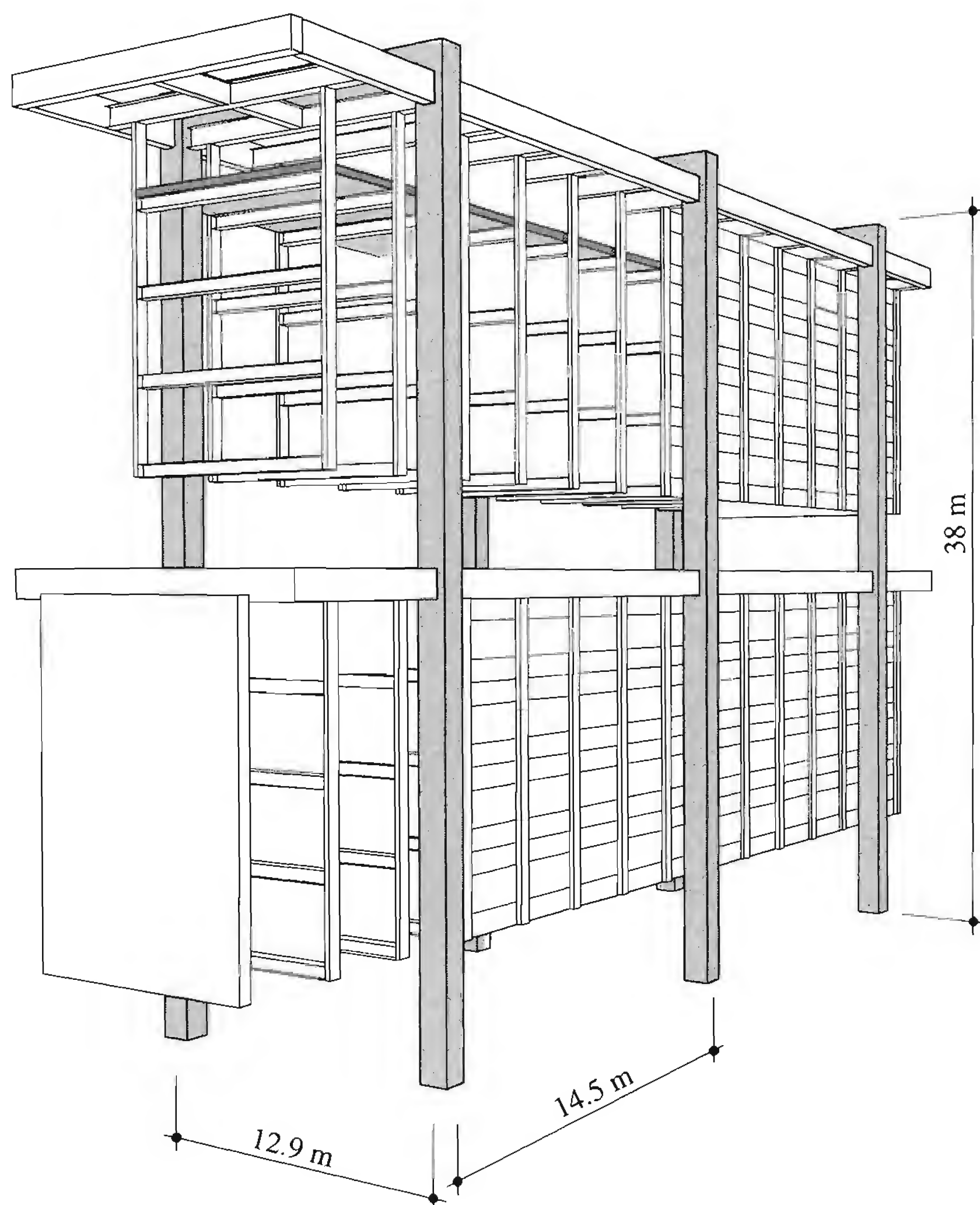


Fig. 4.18 Bâtiment à portiques (Maison de l'Iran à la Cité universitaire de Paris, tiré de [4.1]).

vent sont reprises grâce à la rigidité flexionnelle des portiques. Dans le cas du bâtiment de la figure 4.18, les trois cadres ont une section en caisson et supportent en deux niveaux des poutres longitudinales également caissonnées. Entre ces dernières se trouvent des poutres transversales auxquelles sont suspendues les solives des quatre étages.

4.3.3 Bâtiments-ponts

On appelle bâtiment-pont une structure reposant sur des points d'appui très espacés de façon à enjamber une grande distance, ce qui permet une utilisation optimale des surfaces ou le passage par dessus un immeuble existant. Le bâtiment est conçu comme un pont de grande portée dont toute la hauteur est utilisée pour constituer la structure porteuse.

L'exemple le plus connu est le bâtiment de la *Federal Reserve Bank* [4.8] à Minneapolis, un bâtiment-pont de 84 m de portée (fig. 4.19). Les charges des 12 étages de la partie inférieure sont reprises par deux arcs paraboliques concaves tendus fixés aux extrémités de deux poutres à treillis de 8.50 m de hauteur qui reprennent les réactions horizontales des arcs. Le bâtiment est supporté par quatre poteaux situés aux extrémités des poutres à treillis. Pour la partie supérieure qui pourrait être réalisée en deuxième phase, les

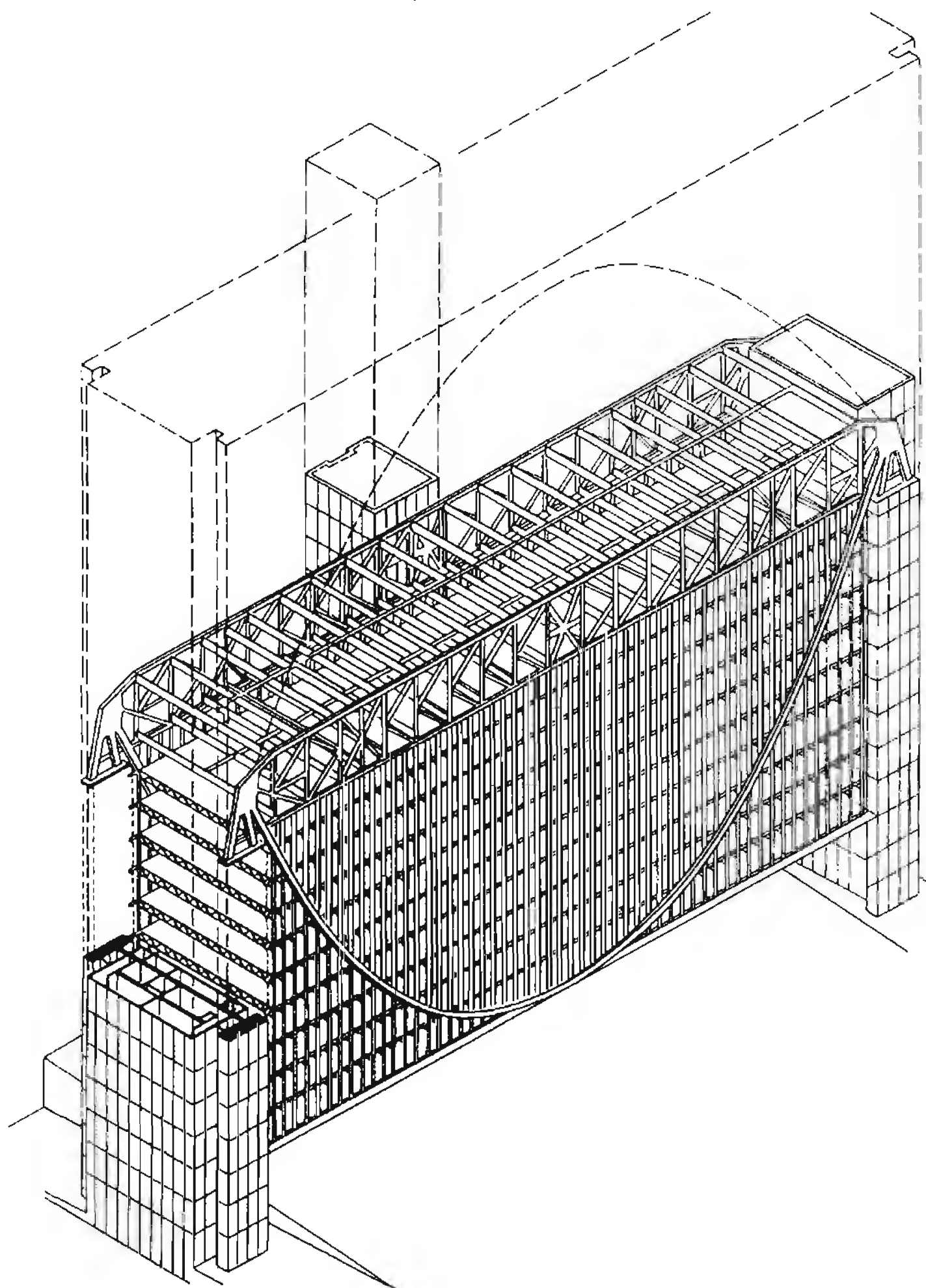


Fig. 4.19 Bâtiment-pont (*Federal Reserve Bank*, Minneapolis, USA, 1973, tiré de [4.1]).

charges seront reprises par un arc rigide convexe comprimé disposé en sens inverse de l'arc inférieur et dont les réactions horizontales soulageront la sollicitation initiale des poutres à treillis.

4.4 Planchers

4.4.1 Fonctions et composition

Le plancher, constitué de la poutraison et de la dalle ainsi que des revêtements inférieur (faux-plafond) et supérieur (isolation, chape, sol), a pour fonction porteuse principale de supporter les charges verticales qui lui sont appliquées et de les transmettre aux appuis (les poteaux). Un autre rôle porteur important est celui que les planchers jouent dans la transmission des forces horizontales: ils conduisent aux contreventements verticaux ou au noyau central les forces dues au vent et aux séismes et agissent ainsi comme contreventement horizontal de la structure porteuse du bâtiment.

Leur fonction protectrice concerne les protections contre le bruit (isolation phonique), le feu (fonction coupe-feu), la chaleur (isolation thermique) et l'humidité (étanchéité, pare-vapeur). C'est aussi dans la hauteur du plancher que passent les conduites horizontales destinées à alimenter le bâtiment et l'étage concerné en fluide et énergie pour les besoins du chauffage, de la ventilation, du sanitaire, de l'électricité et de la télématique. Enfin, c'est le plancher qui délimite optiquement et matériellement les faces horizontales supérieure et inférieure des locaux.

Du point de vue de sa construction, un plancher est composé de trois parties (fig. 4.20):

- le système porteur, comprenant la poutraison et la dalle,
- la partie supérieure, comprenant isolation, étanchéité, chape et revêtement de sol,
- la partie inférieure, comprenant le plafond (faux-plafond ou revêtement de la surface des poutres et de la dalle) et l'espace vide éventuel entre le faux-plafond et les poutres.

Les planchers sont des éléments répétitifs dans la structure d'un bâtiment élevé; il est donc avantageux de prévoir des planchers de faible hauteur, de faible poids et de montage rapide.

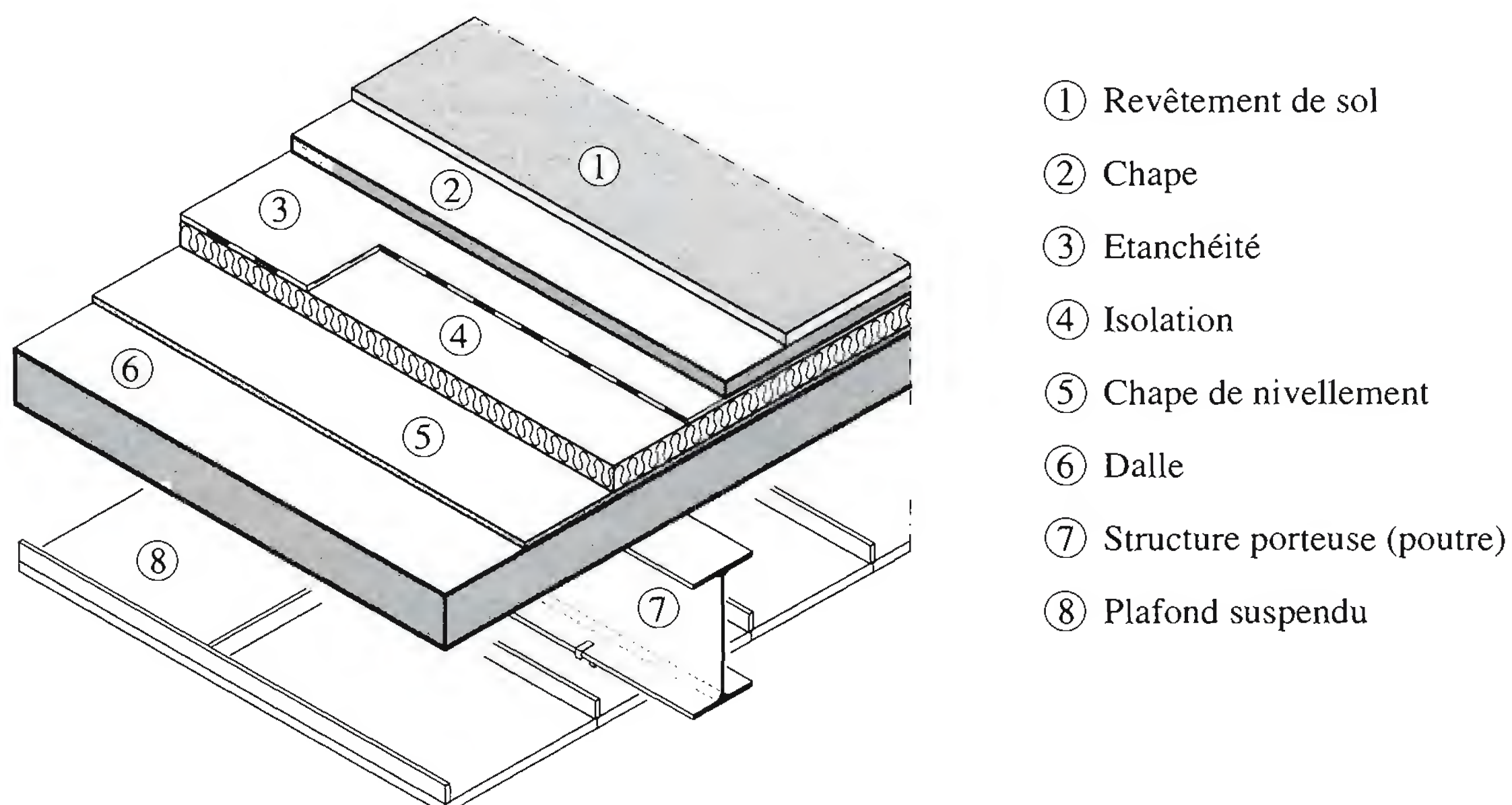


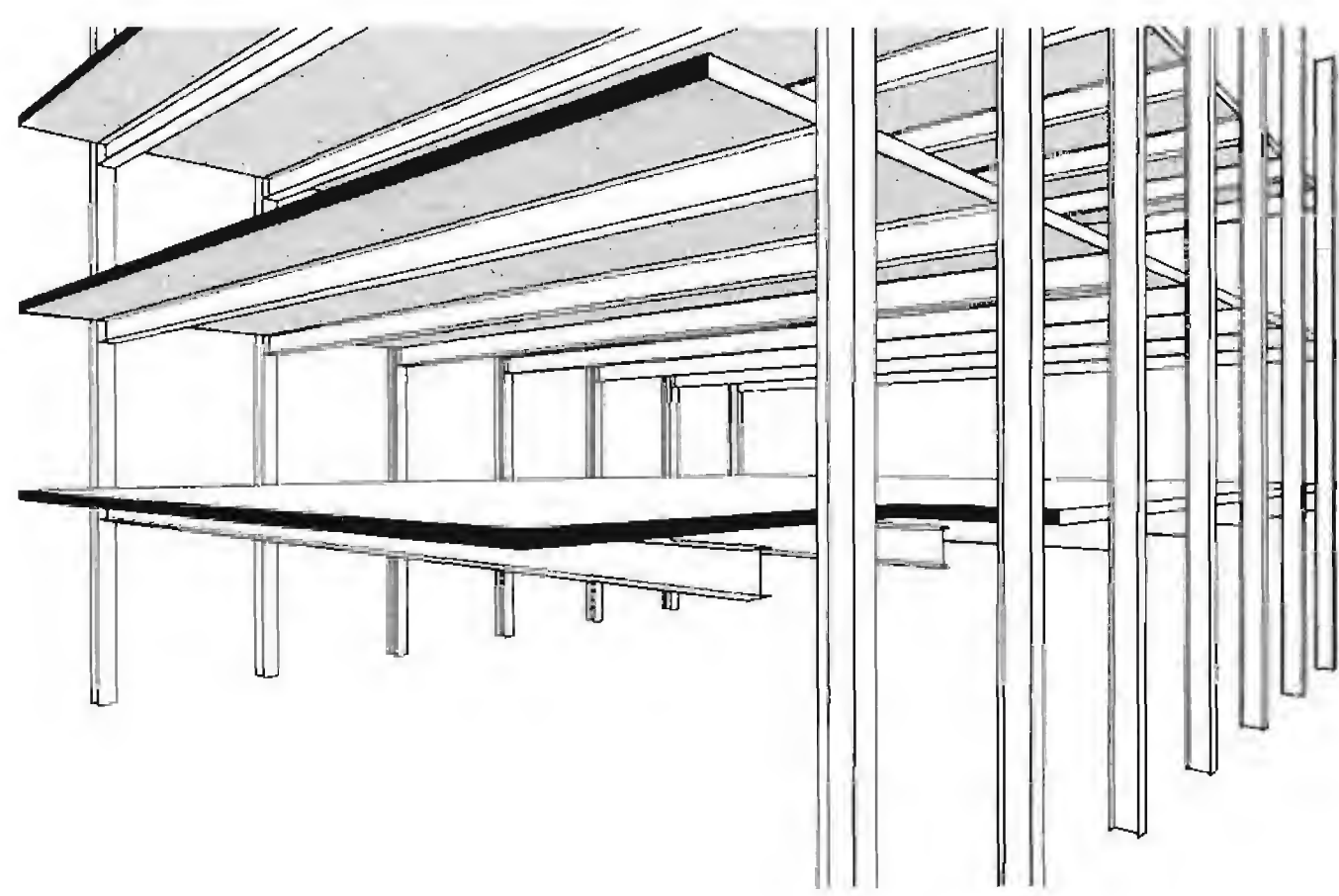
Fig. 4.20 Exemple de composition d'un plancher.

4.4.2 Systèmes de poutraison

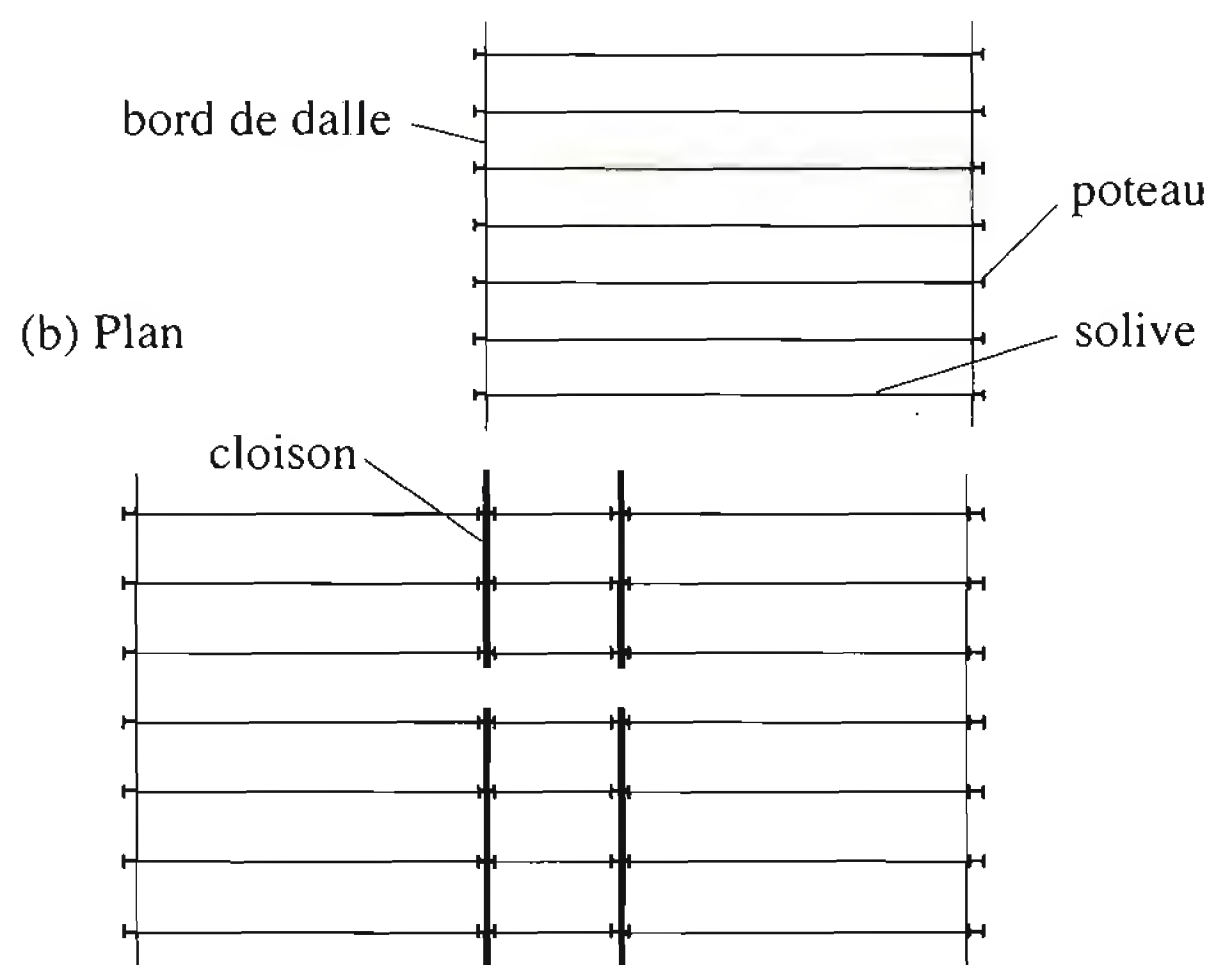
La poutraison est un réseau de poutres métalliques horizontales qui transmet aux poteaux les forces qui sollicitent la dalle. Ce réseau, le plus souvent orthogonal, est constitué des *solives*, en général parallèles entre elles, qui reçoivent directement les charges verticales de la dalle et les transmettent aux *sommiers* perpendiculaires qui s'appuient sur les poteaux. Dans certains cas, les sommiers s'appuient sur un troisième niveau de poutres (les poutres maîtresses), qui elles seules transmettent les forces aux poteaux. Ceci permet d'augmenter les portées et de diminuer le nombre de poteaux. La conception de la poutraison détermine ainsi la disposition et l'espacement entre les éléments fléchis en fonction de la position des poteaux. Elle permet de définir les types les plus courants de planchers à poutres métalliques.

Planchers à un niveau de poutres

La dalle s'appuie sur des solives qui sont toutes disposées dans la même direction et qui prennent appui directement sur les poteaux (fig. 4.21(a)). Le chemin par lequel les forces sont transmises aux appuis est court. La trame est composée de rectangles allongés, les poteaux étant espacés dans la direction des solives et rapprochés dans l'autre direction (fig. 4.21(b)). Cette forme de construction convient aux bâtiments allongés de largeur limitée avec poteaux extérieurs. Des bâtiments de plus de deux rangées de poteaux peuvent aussi être réalisés selon ce système, les rangées de poteaux intérieurs pouvant alors être placées dans les cloisons des couloirs (fig. 4.21(c)).



(a) Perspective



(b) Plan

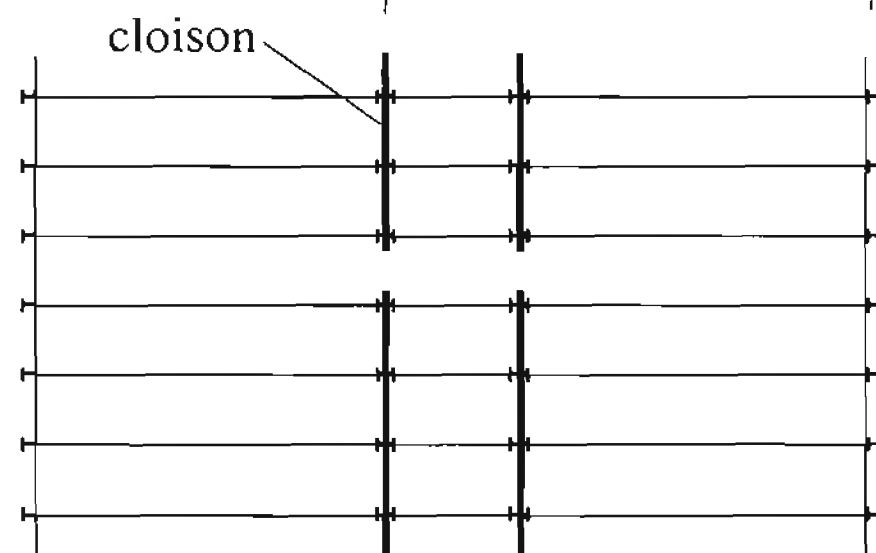


Fig. 4.21 Planchers à un niveau de poutres (tiré de [4.1]).

Les solives sont généralement constituées de profilés laminés, de poutrelles ajourées ou de profils composés à âme pleine ou évidée. La hauteur de construction, qui dépend de la portée entre poteaux, est de l'ordre de 350 à 700 mm. Les conduites sont placées dans la hauteur du plancher, à travers les âmes des solives dans le sens longitudinal du bâtiment et entre elles transversalement.

Planchers à deux niveaux de poutres

Pour éviter les rangées serrées de poteaux situés en façade ou dans les cloisons intérieures, il faut augmenter l'espacement des poteaux dans le sens longitudinal du bâtiment. Les solives doivent alors

être reprises par des sommiers (ou sous-poutres) qui leur sont perpendiculaires (fig. 4.22(a)). Ce type de poutraison permet de réaliser des grands espacements de poteaux dans les deux directions du plan, comme dans l'exemple de la figure 4.22(b). La trame n'est pas obligatoirement régulière, ce qui laisse une grande liberté d'aménagement (fig. 4.22(c)). Concernant les poteaux, une combinaison des deux systèmes précédents conduit souvent à des solutions intéressantes. Dans l'exemple de la figure 4.22(d), les solives reposent sur des poteaux extérieurs rapprochés qui sont peu encombrants car incorporés à la façade, ce qui permet de placer les cloisons dans n'importe quel axe de solives de plancher. Les sommiers intérieurs qui reçoivent les forces transmises par les solives s'appuient sur des poteaux espacés, ce qui libère le volume à aménager.

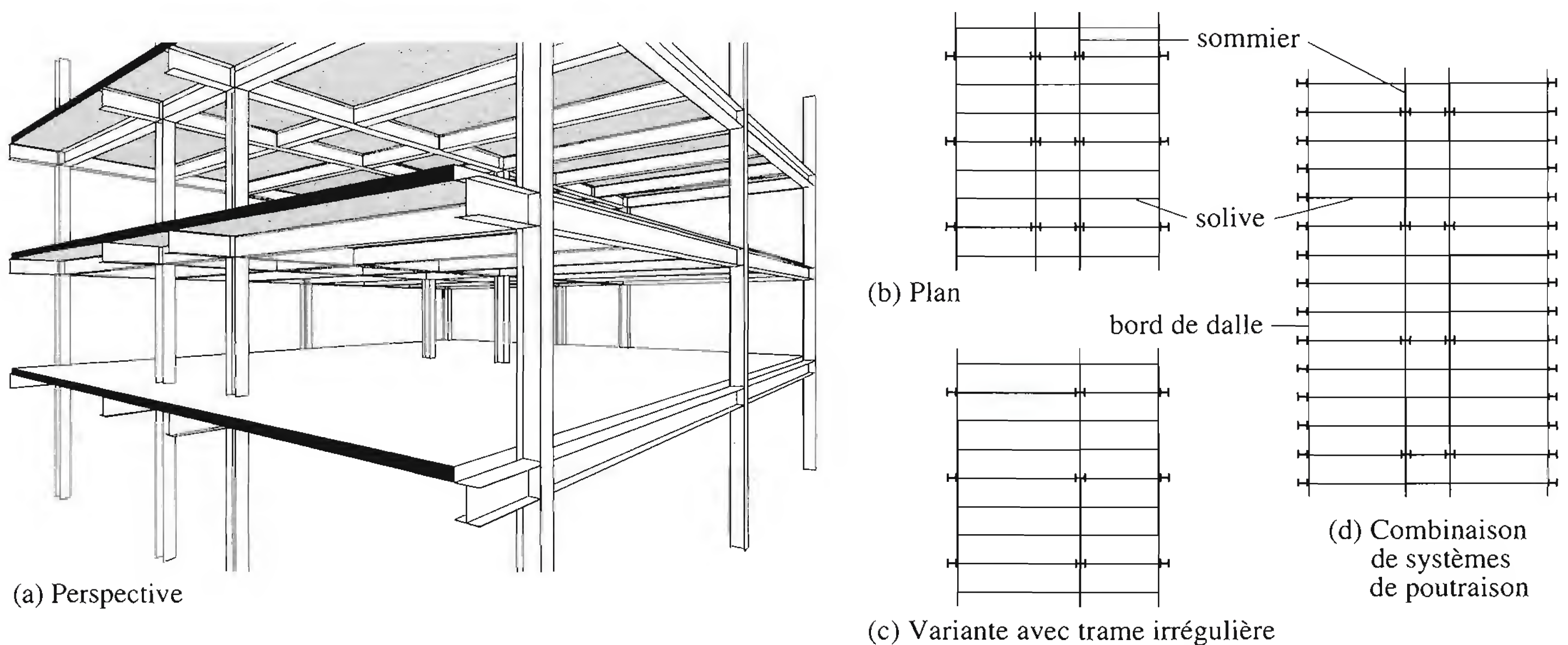


Fig. 4.22 Planchers à deux niveaux de poutres (tiré de [4.1]).

Les éléments porteurs pouvant constituer les solives et les sommiers sont les poutres à âme pleine, les poutres ajourées ou les poutres à treillis. Ils peuvent être superposés ou enchevêtrés, l'aile supérieure des poutres pouvant être dans ce cas sur un même plan horizontal ou sur des plans différents. Le type de poutres et la position relative des deux niveaux dépendent donc de la hauteur disponible et des conduites à incorporer.

Si les poutres sont superposées (fig. 4.23(a)), elles exigent une grande hauteur disponible mais offrent beaucoup de liberté pour le passage des conduites. Elles conviennent donc bien aux bâtiments comportant de nombreux équipements techniques. Les poutres enchevêtrées par contre (fig. 4.23(b)), représentent une hauteur de plancher réduite, mais nécessitent le passage des conduites à travers l'âme des poutres ou au-dessous de la poutraison. Les poutres à treillis permettent à la fois le passage des conduites et l'enchevêtrement des niveaux (fig. 4.23(c)).

Planchers à trois niveaux de poutres

Pour de très grandes portées ou lorsqu'il est impératif de supprimer un poteau pour des raisons d'aménagement des locaux, les réactions d'appui des sommiers sont reprises par un troisième niveau de poutres (les *poutres maîtresses*) et transmises à des poteaux très espacés (fig. 4.24). C'est en particulier le cas dans les étages inférieurs des bâtiments qui ont une autre affectation que les étages supérieurs,

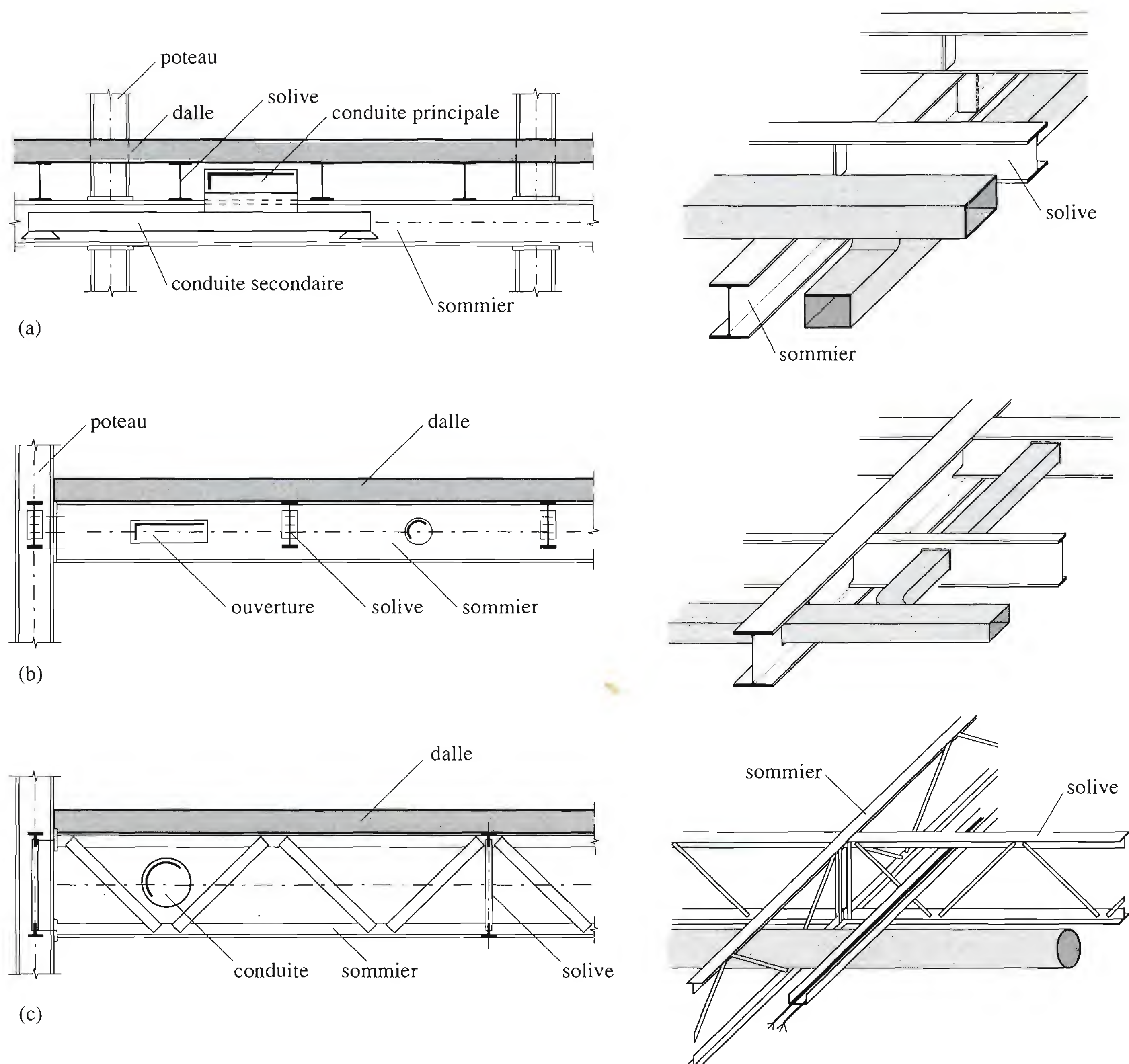


Fig. 4.23 Exemples de planchers à deux niveaux de poutres (tiré de [4.1]).

d'où la nécessité d'une disposition différente des poteaux. Ces poutres maîtresses, ou poutres de reprise, sont en général à âme pleine ou à treillis; nous examinons ici trois possibilités de réalisation. Dans le premier cas (fig. 4.24(a)), la poutre maîtresse est située sous la poutraison à deux niveaux et ne reçoit aucune réaction directe du plancher. Dans le deuxième exemple (fig. 4.24(b)), la membrure supérieure du treillis constituant la poutre maîtresse est la solive elle-même. Elle reçoit donc de façon directe les charges agissant sur la dalle. Le troisième cas représente une poutre de reprise à treillis de la hauteur d'un étage, par exemple l'étage technique d'un bâtiment élevé. Située au pied du bâtiment, cette poutre supporte les poteaux supérieurs comprimés (fig. 4.24(c)), alors que si elle est située au sommet, elle retient les suspentes (fig. 4.24(d)).

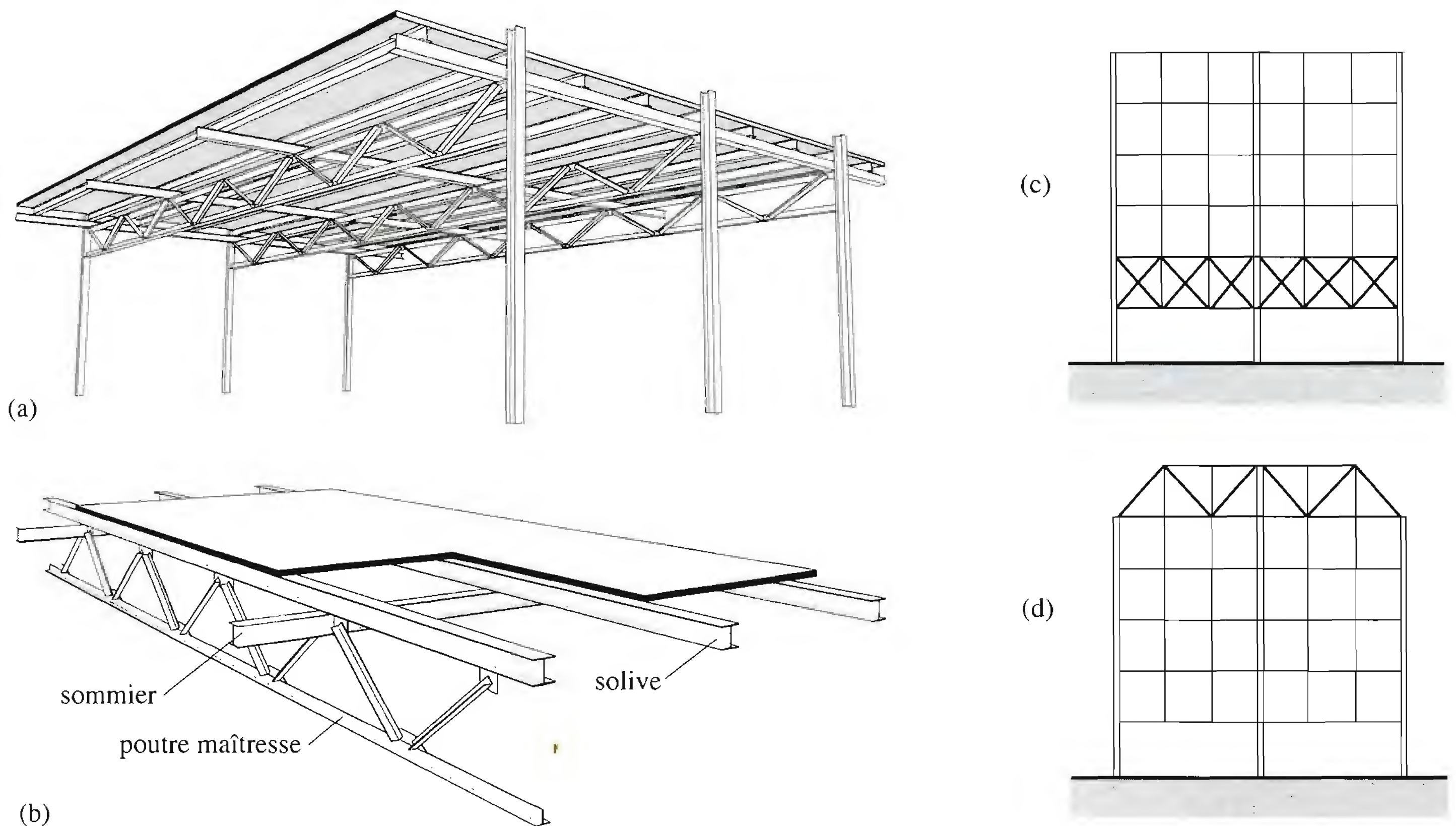


Fig. 4.24 Planchers à trois niveaux de poutres (tiré de [4.1]).

4.4.3 Types de poutres

Les poutres utilisées en construction métallique de bâtiment sont de divers types selon leur utilisation et leur disposition en plan et en élévation. La gamme des profils disponibles est large (voir aussi TGC vol. 10, sect. 3.2 et chap. 5):

- Les profils IPE (fig. 4.25(a)) sont les plus utilisés pour les planchers des bâtiments à étages. Particulièrement conçus pour la flexion simple selon leur axe fort, ils sont très économiques (en raison de leur rapport poids-résistance favorable) et l'épaisseur constante de leurs ailes facilite les assemblages. Leur gamme couvre des hauteurs situées entre 80 et 600 mm.
- Les séries HEA, HEB et HEM (fig. 4.25(b)) sont avant tout utilisées pour la reprise d'efforts importants. La gamme des hauteurs s'échelonne de 100 à 1000 mm.
- Les profilés laminés des types ci-dessus, renforcés localement par des semelles soudées, sont envisageables quand la hauteur disponible ne permet pas de passer à un profilé de taille supérieure (fig. 4.25(c)).
- Les profils en U (fig. 4.25(d)) sont surtout utilisés comme poutres de rive de plancher. Ils peuvent également être jumelés et utilisés comme poutres moisées de plancher (fig. 4.25(e)), éventuellement caissonnées (fig. 4.25(f)) pour mieux résister aux efforts de torsion.
- Les poutres composées à âme pleine sont quelquefois utilisées si les profilés laminés ne peuvent s'insérer dans les hauteurs imposées. Les membrures sont constituées par des larges-plats et les âmes par des tôles (fig. 4.25(g)).

- Des profilés asymétriques laminés ou composés à âme pleine sont principalement utilisés dans les structures où une dalle en béton (ou mixte) agit comme membrure supérieure des poutres mixtes acier-béton (fig. 4.25(h)).
- Pour les poutres composées à âme pleine, il peut être avantageux, pour des longueurs supérieures à environ 8 m, de faire varier les épaisseurs des âmes et des ailes le long de la poutre selon la répartition et l'importance des efforts intérieurs (fig. 4.25(i)).
- Des poutres composées à double âme pleine ne sont envisageables que dans le cas d'éléments fortement sollicités: poutres de reprise sous les bâtiments élevés, poutres supérieures des bâtiments suspendus, etc. (fig. 4.25(j)).
- Les poutres ajourées comportent, dans l'âme, des ouvertures de forme polygonale ou circulaire pour le passage des conduites techniques (fig. 4.25(k et l)).

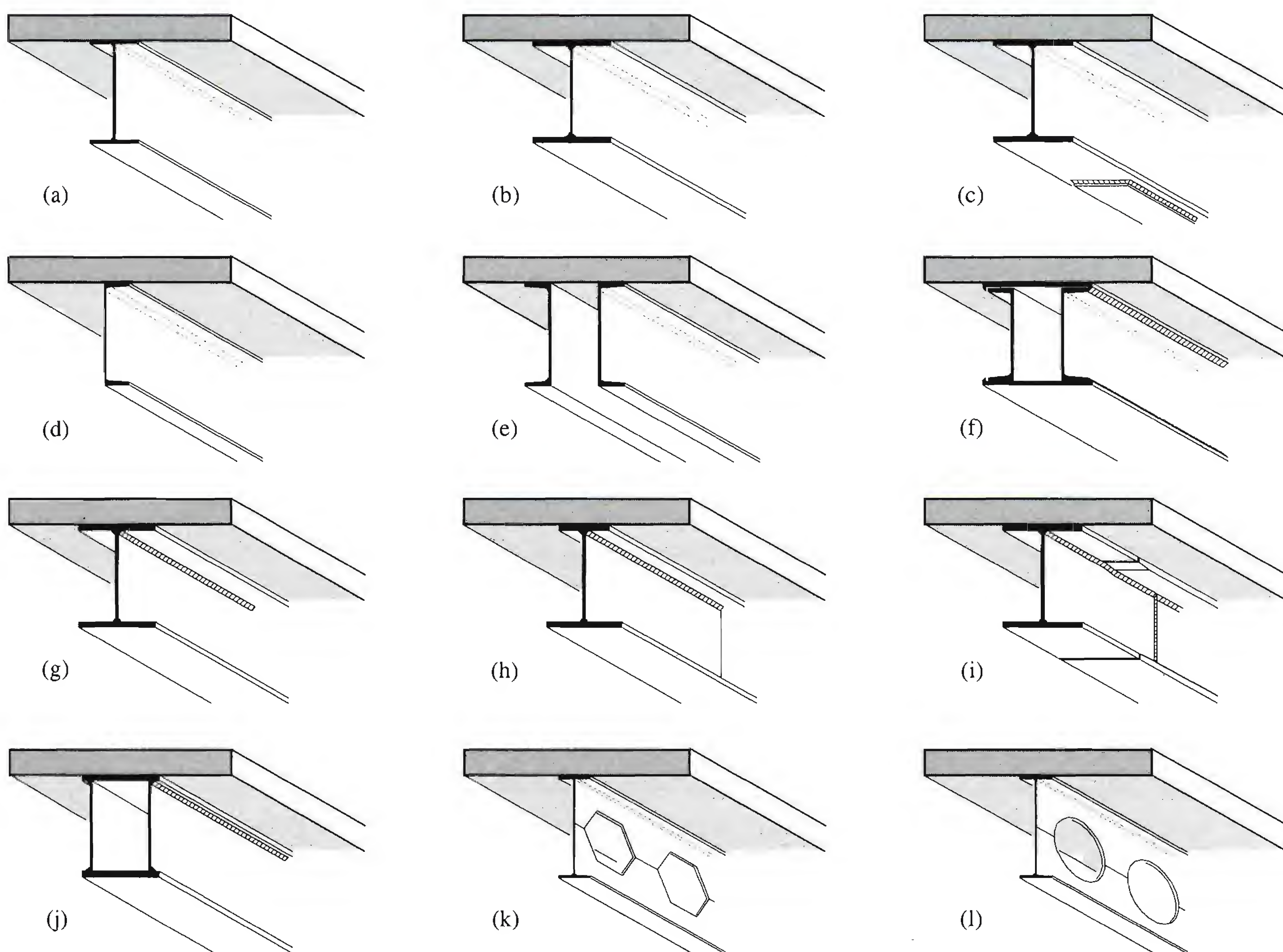


Fig. 4.25 Types de poutres métalliques.

Les poutres décrites ci-dessus servent essentiellement à supporter une dalle en béton armé, avec ou sans tôle profilée. Il est bien connu qu'il est avantageux de faire collaborer cette dalle à la résistance à la flexion de la poutre métallique de façon à mieux utiliser les matériaux traditionnellement mis en œuvre. Pour cela il faut qu'une connexion adéquate lie la dalle en béton et la poutre métallique et

empêche le glissement relatif entre les deux éléments. On réalise ainsi une poutre mixte, terme réservé dans cet ouvrage aux éléments porteurs constitués des deux matériaux acier et béton. La figure 4.26 présente plusieurs exemples de sections mixtes constituées d'un profilé métallique et d'une dalle en béton armé.

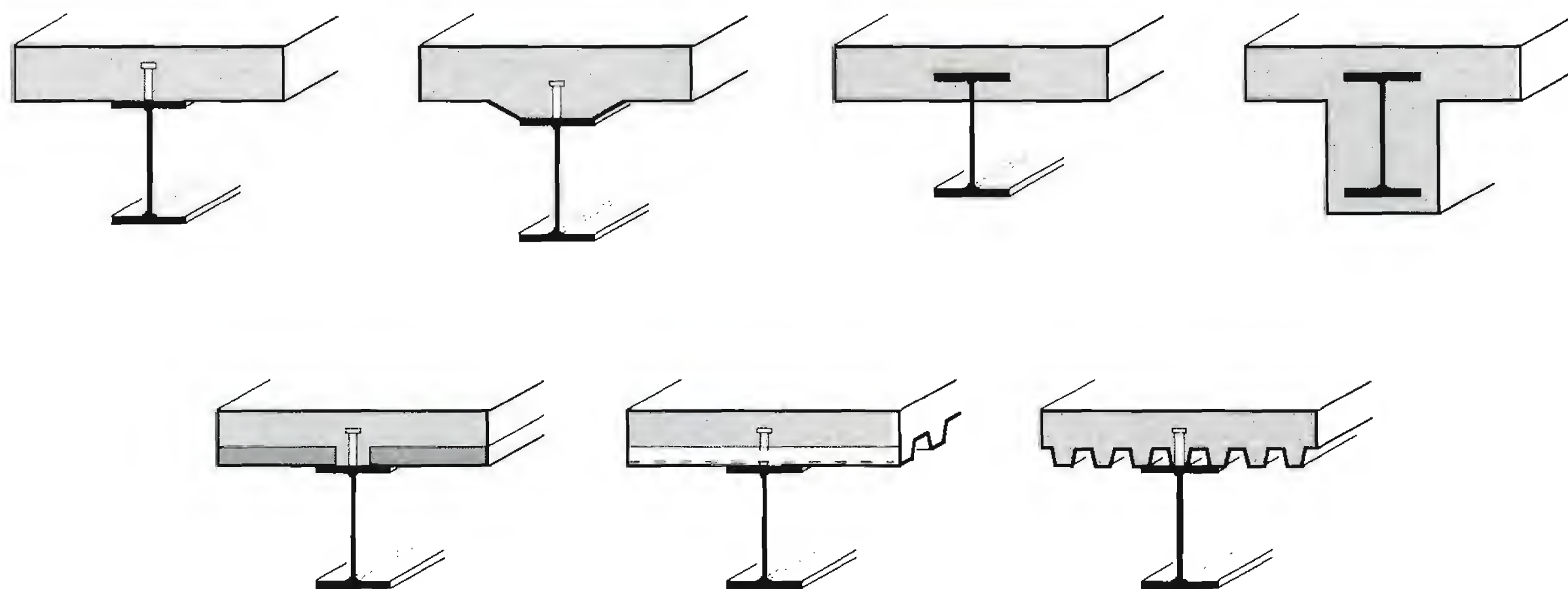


Fig. 4.26 Sections mixtes courantes.

Mentionnons également deux types particuliers de poutres mixtes:

- Les *poutres mixtes à treillis* permettent de franchir sans difficulté de grandes portées tout en facilitant le passage des gaines techniques (fig. 4.27(a)). La membrure supérieure de la poutre mixte est constituée de la dalle en béton liée par des connecteurs à la membrure métallique. Dans des cas extrêmes, seule la dalle sert de membrure supérieure, la connexion n'étant réalisée qu'à l'endroit des nœuds. La figure 4.27(b) présente un exemple de réalisation de ce type avec dalles préfabriquées. Les boulons-connecteurs sont placés à l'intérieur de manchons tubulaires incorporés aux dalles.
- Les *profilés remplis de béton entre les ailes* constituent également un type particulier de construction mixte. Le béton est mis en place sur le chantier, le profilé métallique muni d'étriers soudés et de barres longitudinales étant couché sur le sol, puis retourné après durcissement du béton. Cette conception a été imaginée pour augmenter la résistance au feu des poutres métalliques. En cas d'incendie, les parties métalliques exposées perdent peu à peu leur résistance mécanique à cause de l'échauffement de l'acier. La résistance de la poutre est alors fournie par les parties métalliques protégées par le béton, c'est-à-dire les armatures situées entre les ailes ainsi que l'âme du profilé. De plus, si ce dernier est connecté à la dalle (fig. 4.27(c)), l'aile supérieure est également protégée contre le feu.

Ouvertures dans les poutres

Le passage des conduites est aisé si l'on utilise des poutres à treillis, des poutres ajourées (TGC vol. 10, fig. 5.21) ou des poutres *Vierendeel*. Il l'est moins dans le cas des poutres laminées ou composées à âme pleine, les conduites devant alors être fixées sous les ailes des profilés. Quelques détails de construction particuliers permettent néanmoins de rendre possible le passage des conduites à travers les âmes pleines:

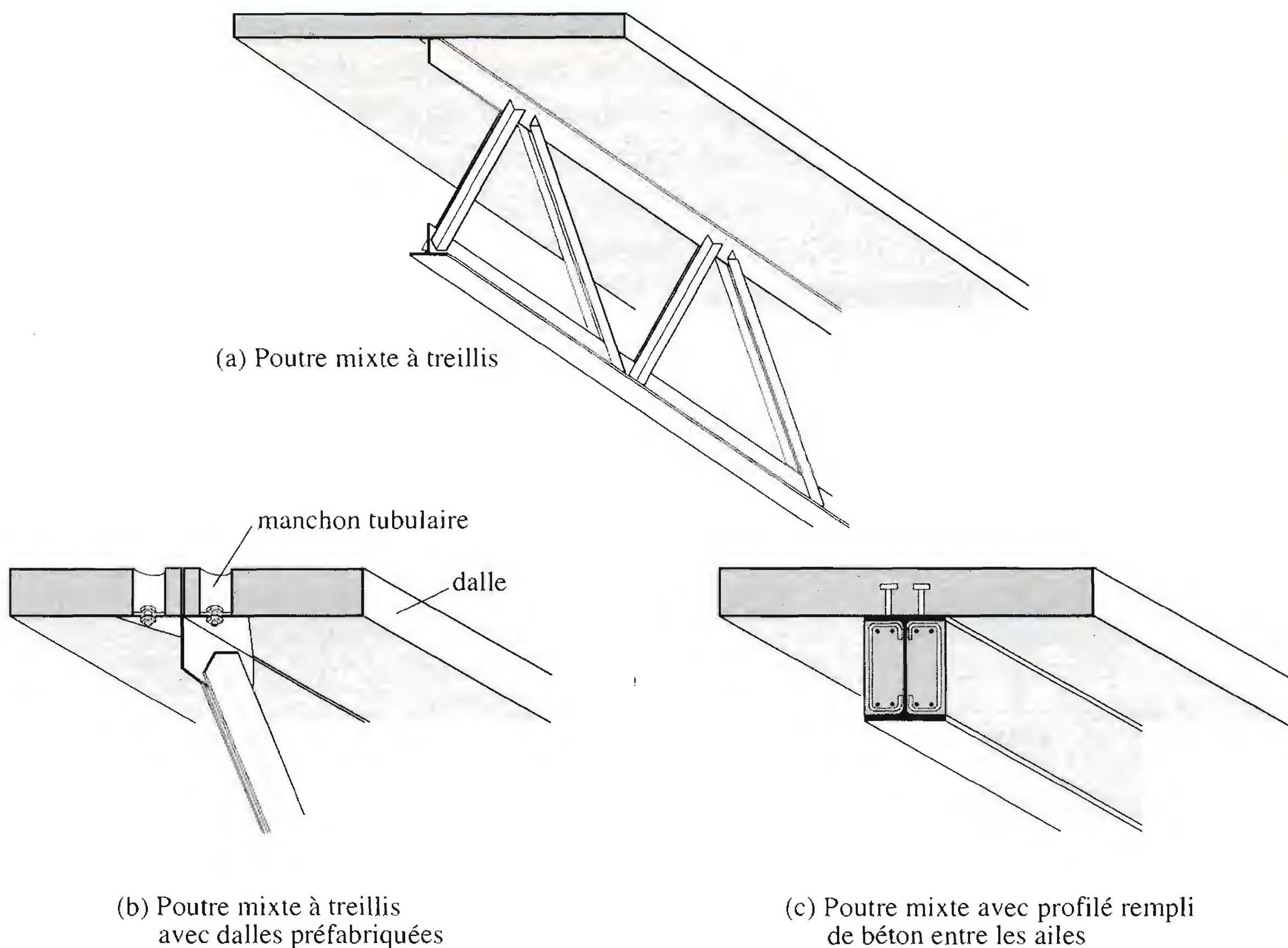


Fig. 4.27 Poutres mixtes particulières.

- Des ouvertures rondes peuvent être percées ou découpées au chalumeau (fig. 4.28(a)). Selon l'importance et l'emplacement du trou, il peut être nécessaire de renforcer l'âme par des tôles soudées (fig. 4.28(b)). Dans certains cas, l'âme est raidie par soudage d'un court tronçon de tube (fig. 4.28(c)) ou remplacée localement par une pièce de plus forte épaisseur dans la zone du trou (fig. 4.28(d)).
- Des ouvertures rectangulaires peuvent être réalisées, en veillant toutefois à ce qu'elles soient plus larges que hautes ou tout au moins carrées afin de permettre la transmission correcte de l'effort tranchant dans la partie restante de l'âme (fig. 4.28(e)). Des raidisseurs sont parfois requis, dont l'importance dépend des efforts dans l'âme (fig. 4.28(f et g)). Du point de vue pratique, on n'utilise des manchons (fig. 4.28(h)) que si l'esthétique prévaut; le coût d'une telle solution est en effet élevé, surtout pour des manchons aux angles arrondis.
- Dans des cas extrêmes, il est possible de diminuer localement la hauteur des poutres (fig. 4.28(i)); de telles dispositions ne sont utilisées que si aucune autre solution n'est réalisable.

4.4.4 Types de dalles

Dans les bâtiments à ossature métallique, la dalle est souvent réalisée en béton armé ou en construction mixte avec tôle profilée en acier. Plus rarement, la dalle en béton armé repose directement sur les poteaux, sans poutres métalliques (plancher-dalle). Cette conception est alors proche de celle des bâtiments en béton armé (TGC vol. 8). Examinons successivement les types de dalles utilisés dans la réalisation des planchers de bâtiment.

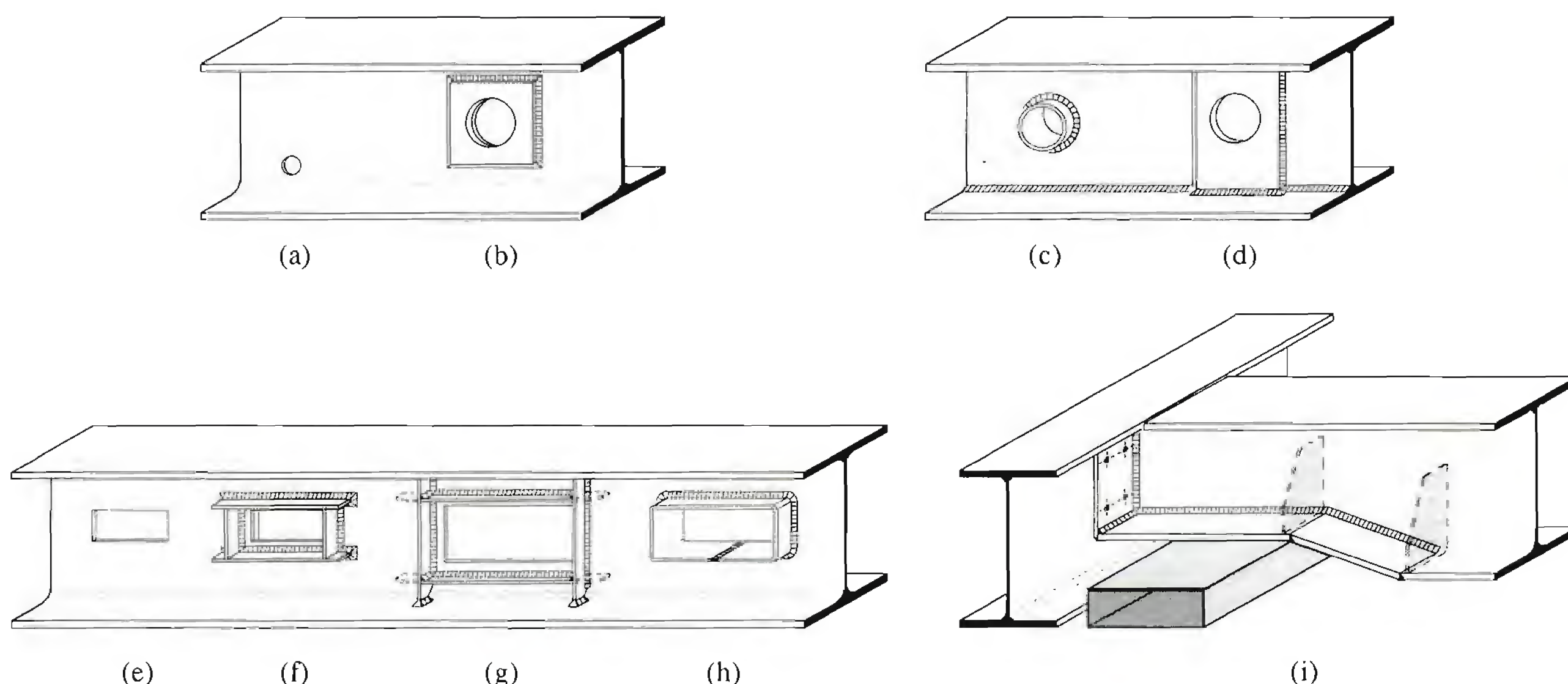


Fig. 4.28 Ouvertures dans les âmes de poutres et diminution locale de la hauteur.

Dalle en béton armé

La dalle en béton armé est souvent une dalle simple portant dans une seule direction, plus rarement porteuse dans deux directions. Elle peut être réalisée en béton coulé en place sur un coffrage en bois (fig. 4.29(a)), à l'aide de prédalles préfabriquées contenant l'armature et recevant le béton coulé en place (fig. 4.29(b)) ou encore en éléments préfabriqués plans ou nervurés avec joints armés coulés en place et surface finie prête à recevoir les revêtements de sol (fig. 4.29(c)).

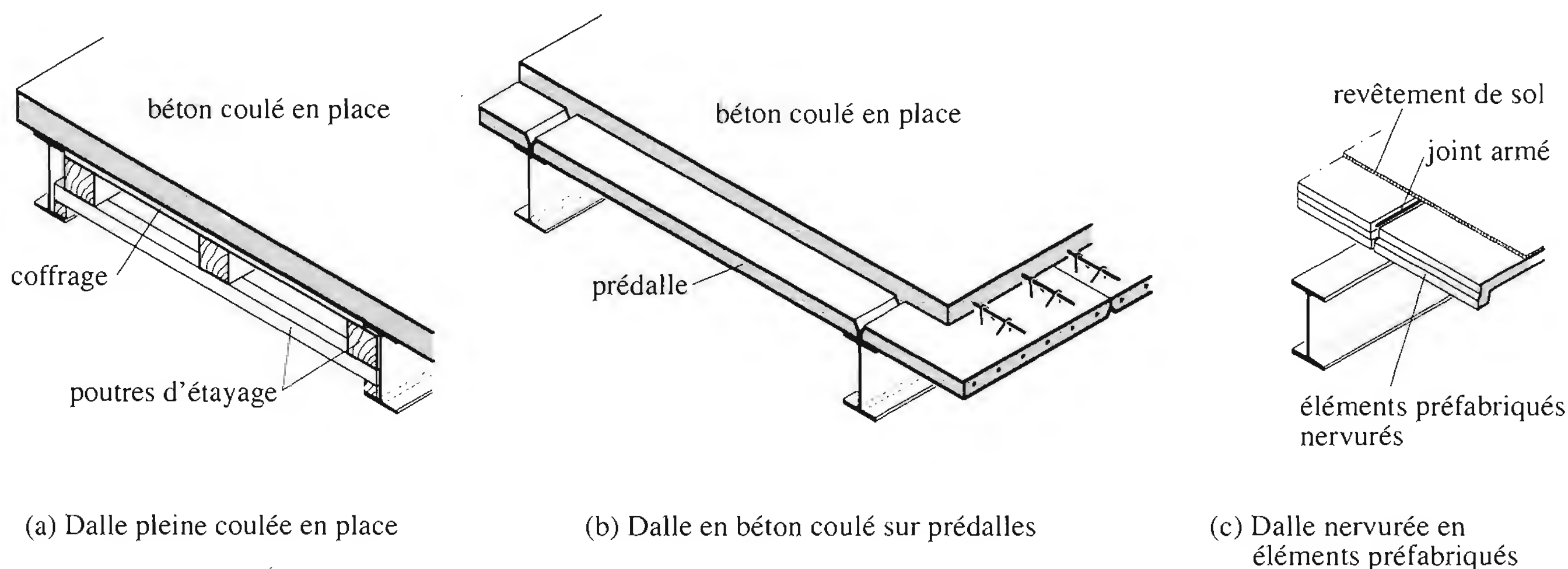


Fig. 4.29 Dalles de plancher en béton armé.

Dalle mixte

La dalle mixte (chap. 9) est composée d'une tôle profilée en acier sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température (fig. 4.30). Dans ce type de dalle, la tôle profilée sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement.

du béton. Elle peut également servir de contreventement horizontal provisoire lors du montage, à condition qu'elle soit fixée à la poutraison de façon adéquate.

Les tôles profilées utilisées (sect. 7.2) doivent posséder une capacité portante et une rigidité suffisante pour servir de coffrage, si possible sans étais, ainsi qu'un profil particulier (forme de nervures, bossages) pour garantir une bonne liaison entre l'acier et le béton. La tôle est fixée sur les poutres métalliques qui la supportent par des clous scellés par percussion ou par des vis autotaraudeuses ou autoperceuses.

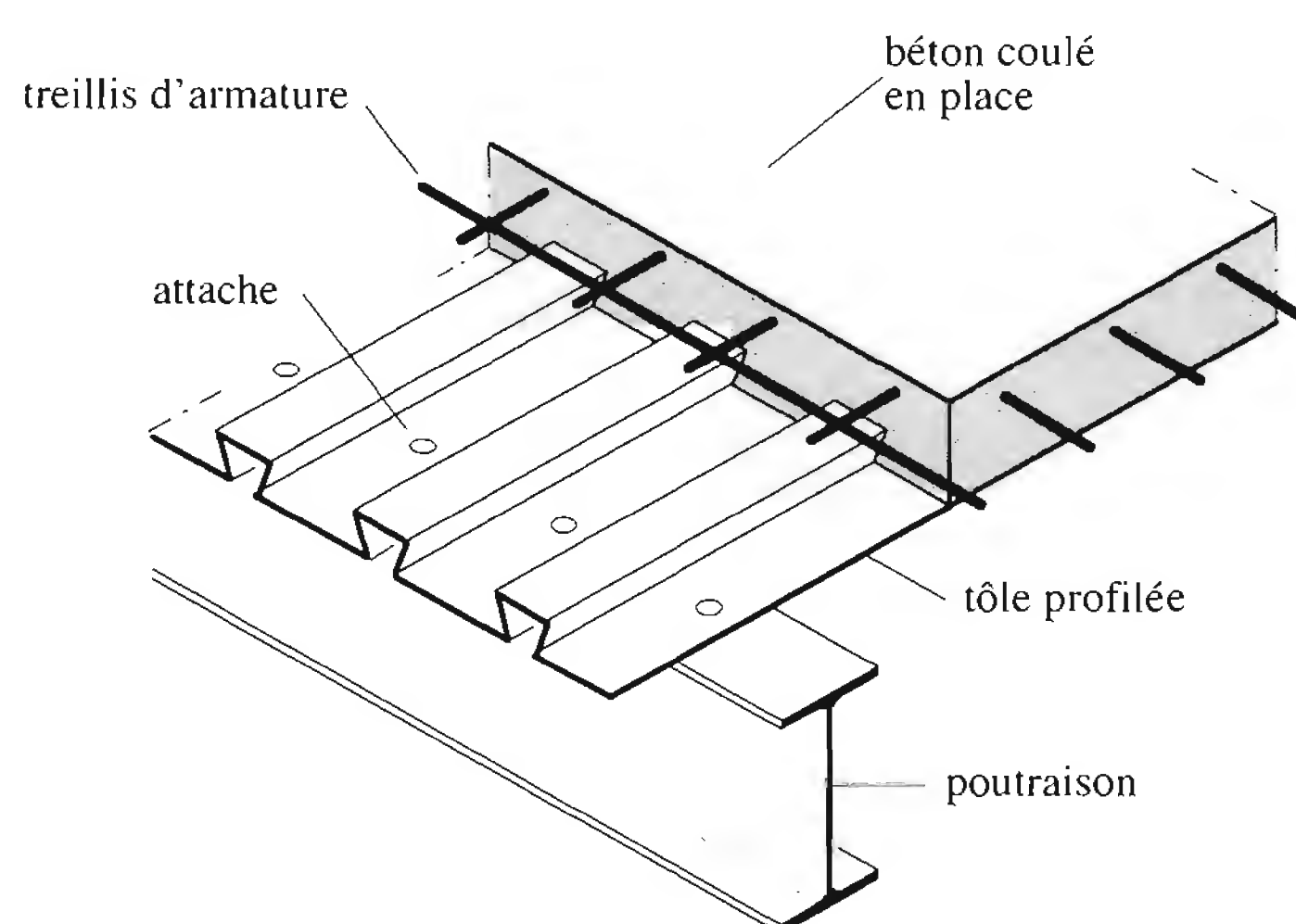


Fig. 4.30 Dalle mixte avec tôle profilée.

Lorsque la dalle est liée à la poutraison par des connecteurs, l'ensemble constitue un *plancher mixte* acier-béton (fig. 4.31). Dans un tel système, la dalle en béton remplit, en travée, la fonction de membrure supérieure comprimée alors que la poutre métallique située dans la partie inférieure est essentiellement tendue. Dans les zones d'appui des poutres mixtes, la participation de la dalle à la résistance est fournie par une armature supérieure capable de reprendre les efforts de traction, la poutre métallique étant alors partiellement comprimée.

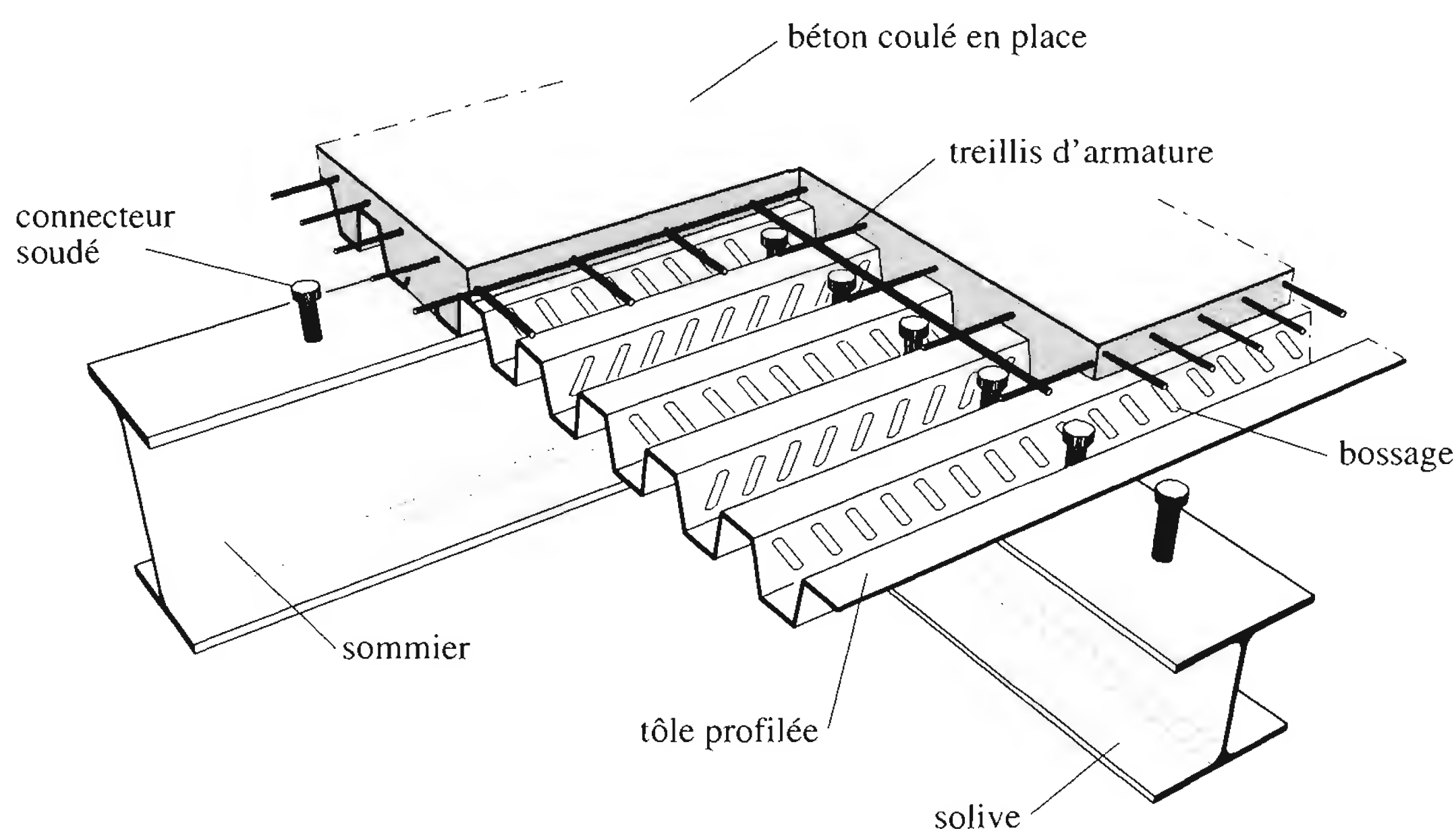


Fig. 4.31 Plancher mixte avec connecteurs acier-béton.

Pour obtenir l'effet mixte souhaité, c'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et limiter les glissements qui se développent à l'interface. Sans liaison, les poutres métalliques doivent supporter à elles seules tous les efforts. Par contre, si une connexion est mise en place, on crée ainsi une poutre mixte dont la résistance et la rigidité sont sensiblement accrues.

Dans les bâtiments, la connexion des poutres mixtes (TGC vol. 10, fig. 5.41) est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher. Les goujons sont des pièces cylindriques en acier comportant une tête. Il existe également des connecteurs en forme d'équerres, fixés par des clous. Ce type de connexion est particulièrement bien adapté au cas des dalles avec tôle profilée, car ils peuvent être facilement fixés à travers la tôle. Le soudage des goujons présente en effet souvent des difficultés liées à l'alimentation en courant électrique, à la présence d'humidité et à la présence d'un revêtement contre la corrosion de la poutre (peinture) et de la tôle (zingage).

Dalle sur coffrage perdu

Dans ce type de dalle (fig. 4.32), la tôle profilée n'est qu'un coffrage qui permet une exécution rapide des travaux. Une armature traditionnelle est disposée dans les nervures de la tôle afin que la dalle se comporte comme une dalle nervurée portant dans une seule direction entre les solives. La réalisation de poutres mixtes avec ce type de dalle dépend essentiellement de la possibilité de disposer une connexion suffisante. En effet, dans ce mode de construction où la légèreté de la dalle et les grandes portées sans étais sont les qualités recherchées, le choix se porte souvent sur des tôles profilées avec des nervures hautes et étroites, qui ne permettent pas la mise en place de connecteurs. Par ailleurs, la partie du béton servant de dalle de compression est éloignée de la semelle supérieure de la poutre métallique, ce qui affaiblit la capacité de liaison et rend la connexion trop souple.

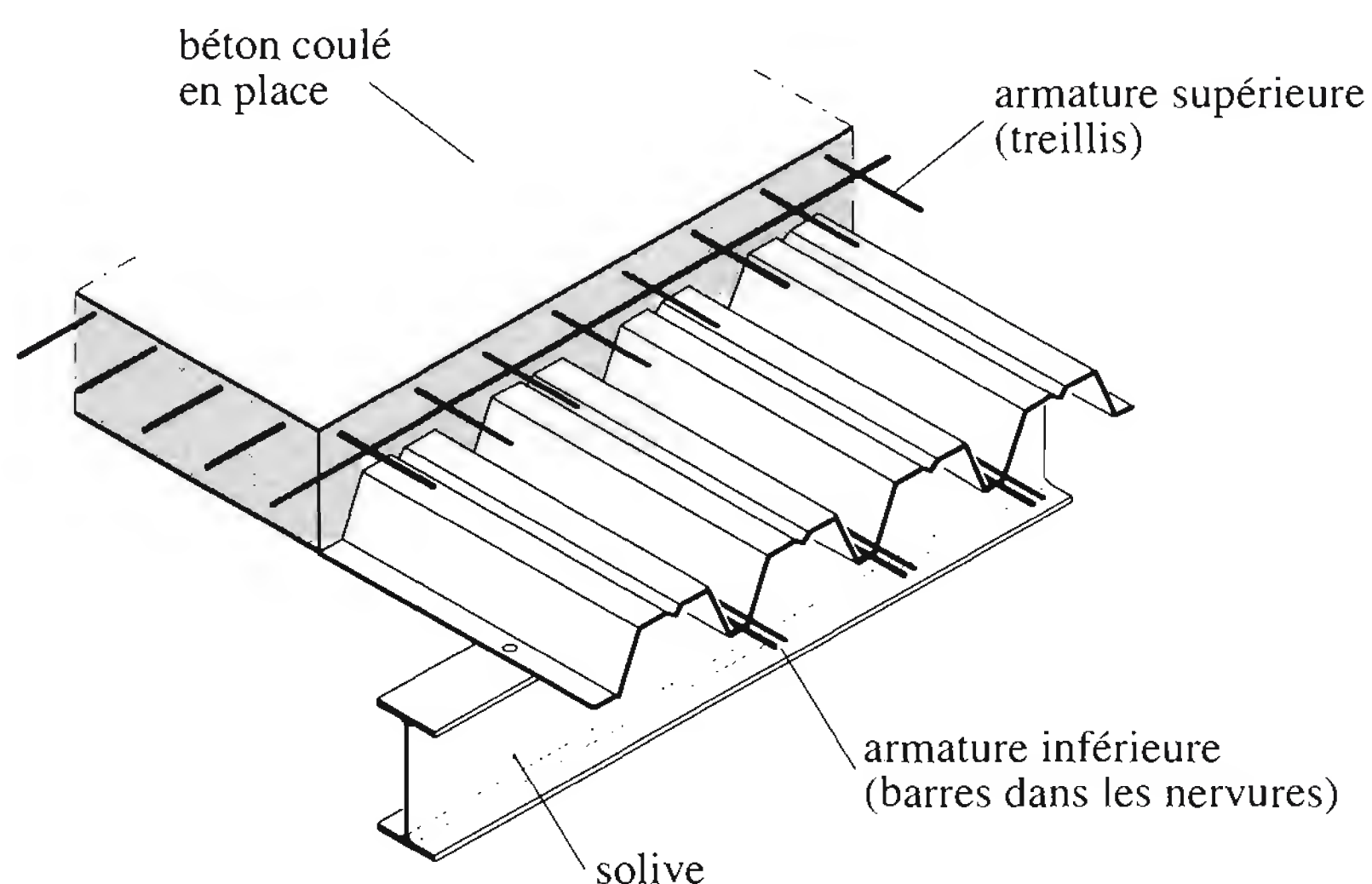


Fig. 4.32 Dalle sur coffrage perdu en tôle profilée.

Plancher métallique

Dans ce type de plancher, la tôle profilée en acier est seule porteuse. Un remplissage en béton d'agréats normaux ou légers, coulé en place sur la tôle (fig. 4.33(a)) ou une chape coulée sur un support isolant (fig. 4.33(b)), assure la répartition des charges et l'isolation phonique.

Selon la grandeur des nervures de la tôle, il est possible d'utiliser les alvéoles pour le passage des câbles et conduites techniques. On peut augmenter la capacité portante de tels planchers en superposant deux tôles profilées, serties ou soudées entre elles dos à dos de façon à créer un plancher métallique cellulaire (fig. 4.33(c)). Si les assemblages entre les tôles et sur la poutraison sont suffisants, ce type de plancher peut constituer un contreventement horizontal. Par contre, en aucun cas il n'est possible de prendre en compte le béton de remplissage comme élément structural.

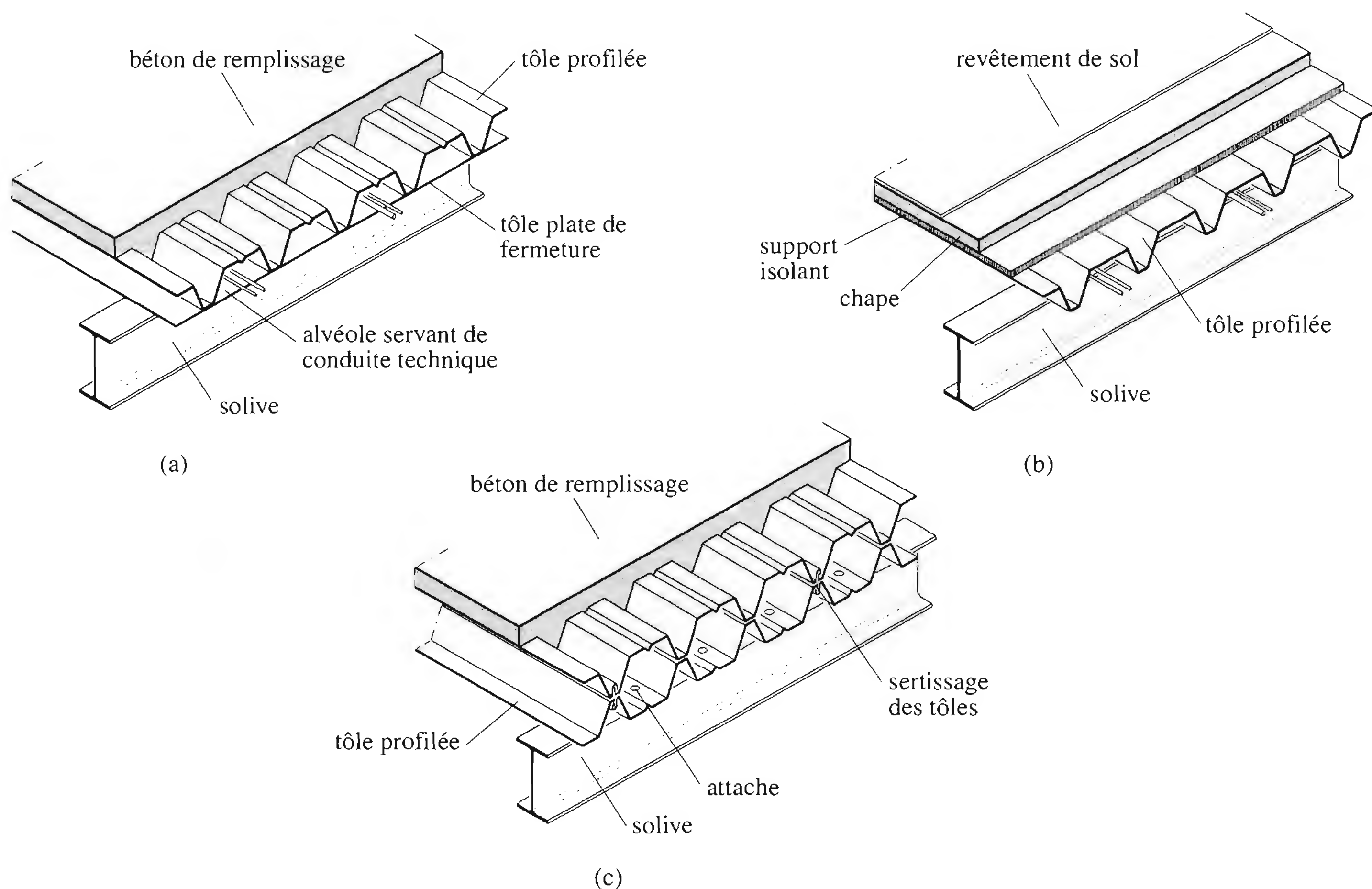


Fig. 4.33 Planchers métalliques.

Plancher mince (*slim floor*)

Ce nouveau type de plancher mixte, connu sous le nom anglais de *slim floor* (plancher mince ou plancher à poutres intégrées) est apparu dans les années 1980 dans les pays nordiques et en Grande-Bretagne. Il consiste en un système de poutres à un niveau dans la hauteur desquelles est inclus l'entier de la dalle. Cette conception offre un plancher d'épaisseur minimale et garantit une bonne protection contre l'incendie des poutres métalliques. La dalle proprement dite peut être constituée d'éléments préfabriqués en béton armé, en général alvéolés, pour alléger la structure porteuse (fig. 4.34(a)) ou d'une tôle profilée recouverte de béton (fig. 4.34(b)). Les **poutres intégrées** sont des profils composés à âme pleine relativement compacts possédant en général une aile inférieure plus large que l'aile supérieure afin de constituer un appui pour les éléments préfabriqués ou pour la tôle profilée. Les conduites sont placées sous le plancher en cas de dalle en béton et dans les nervures en cas de tôle profilée.

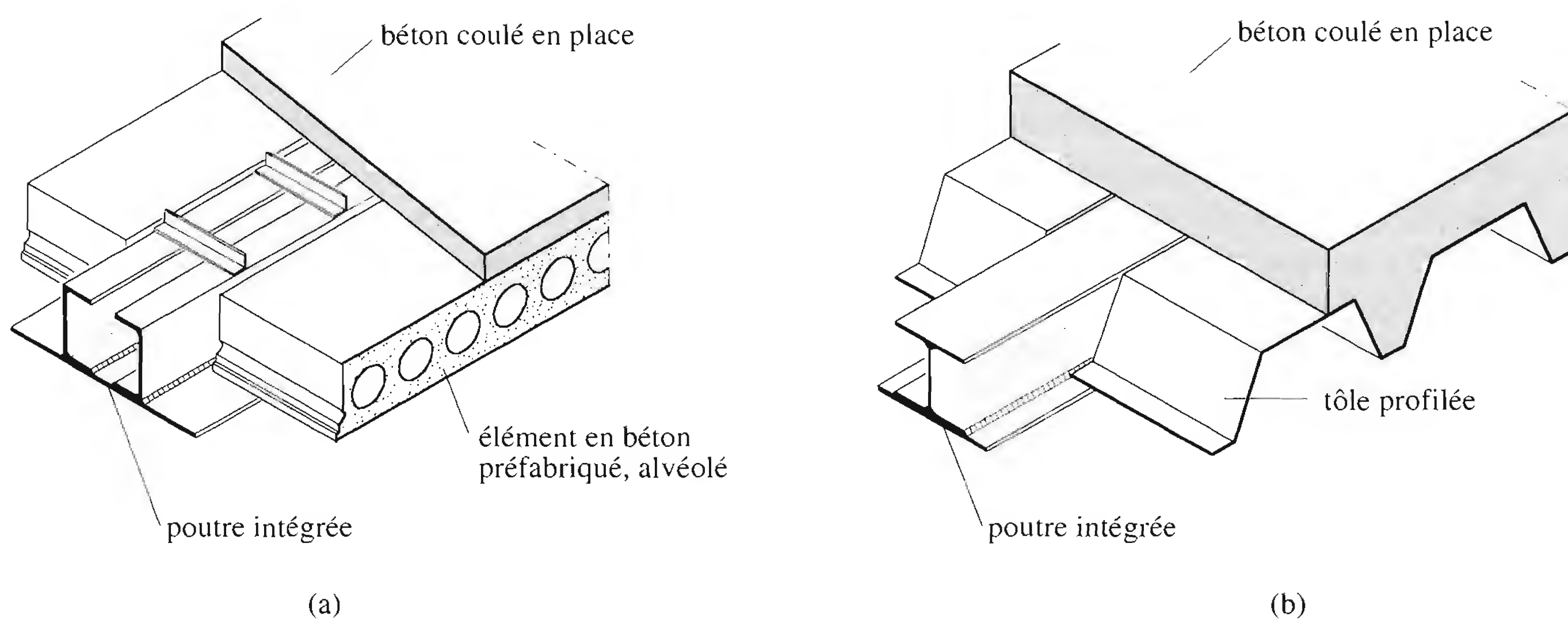


Fig. 4.34 Deux types de plancher mince (*slim floor*).

Plancher-dalle en béton armé

La dalle massive en béton armé (fig. 4.35) transmet directement les charges aux poteaux. Pour augmenter la capacité portante de tels planchers, souvent limitée par le poinçonnement (TGC vol. 8), il est nécessaire de renforcer la tête des poteaux par une structure métallique particulière incorporée à la dalle. Cette dernière, appelée chapiteau, champignon ou tête de poinçonnement, fait souvent l'objet de solution brevetée dont la fabrication est robotisée. De tels systèmes offrent une entière liberté quant à l'installation de conduites sous la dalle. Par contre les portées sont limitées en raison de l'épaisseur et du poids de la dalle, à moins d'appliquer une précontrainte.

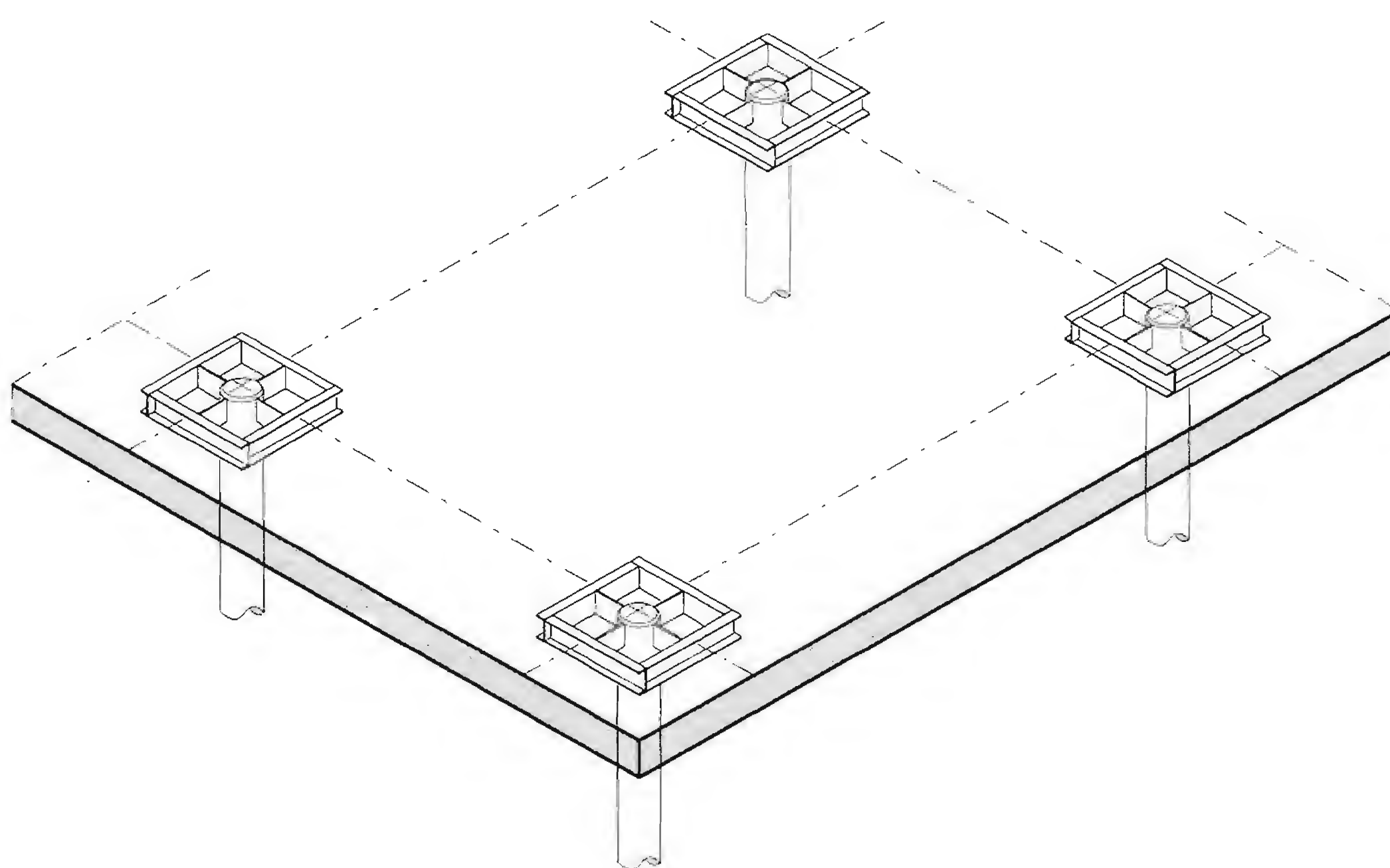


Fig. 4.35 Plancher-dalle en béton armé.

4.5 Poteaux et suspentes

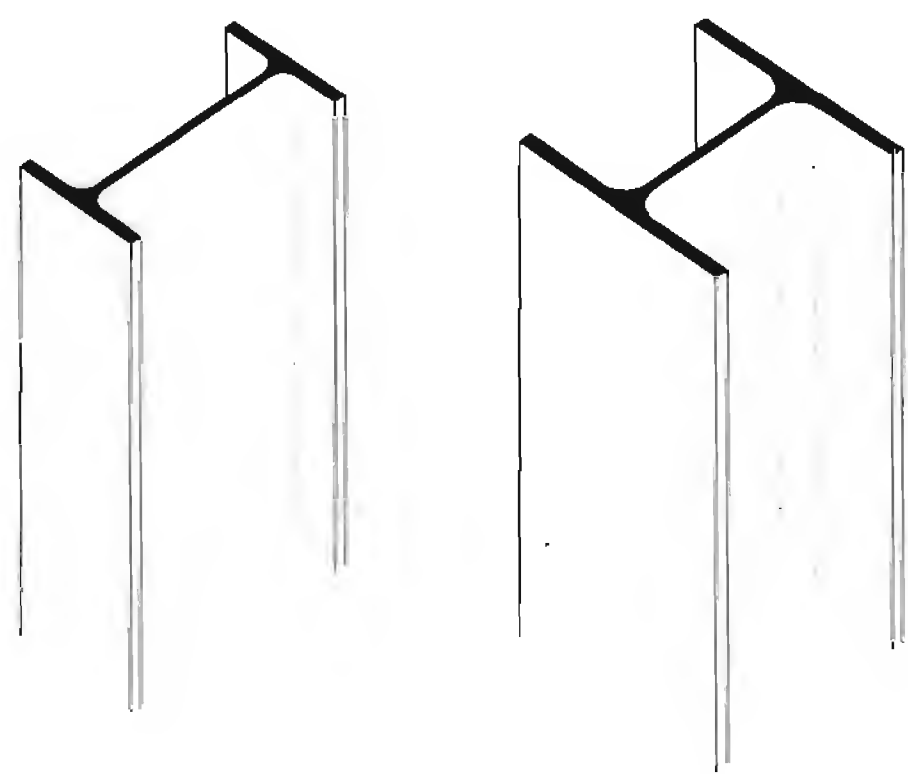
En général, les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment sont soumis à la compression, avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté. Ils sont alors appelés *poteaux*. Les détails de construction qui s'y rapportent, qu'il s'agisse du choix de la section ou des assemblages, sont fortement liés au type d'effort à transmettre. Dans des structures plus particulières, telles que les bâtiments suspendus par exemple, certains éléments porteurs verticaux transmettent essentiellement un effort de traction. Ils sont alors appelés *suspentes*.

4.5.1 Types de poteaux

Dans les ossatures métalliques, les poteaux sont constitués de profilés en double té, quelquefois de forte épaisseur, ou de poteaux mixtes. En cas d'efforts de compression importants, on utilise également les profils pleins forgés.

Profilés métalliques

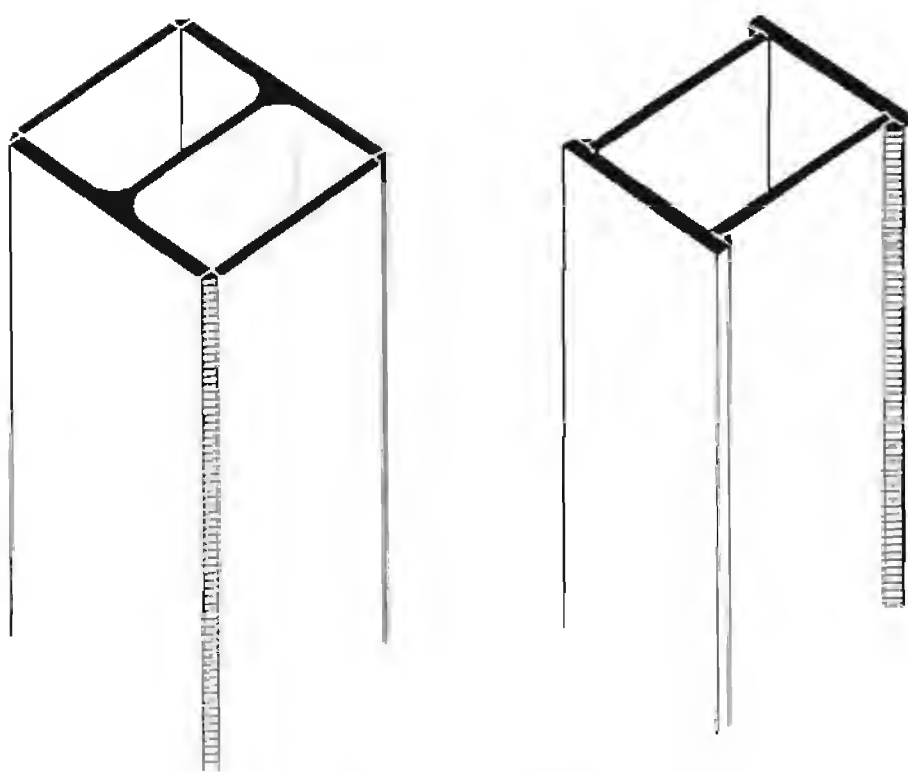
Les profilés laminés en I ou en H (fig. 4.36(a)) sont les plus utilisés comme poteaux de charpente métallique (voir aussi TGC vol. 10, sect. 3.2). Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans deux directions perpendiculaires, toutes les parties de la section étant accessibles pour le boulonnage.



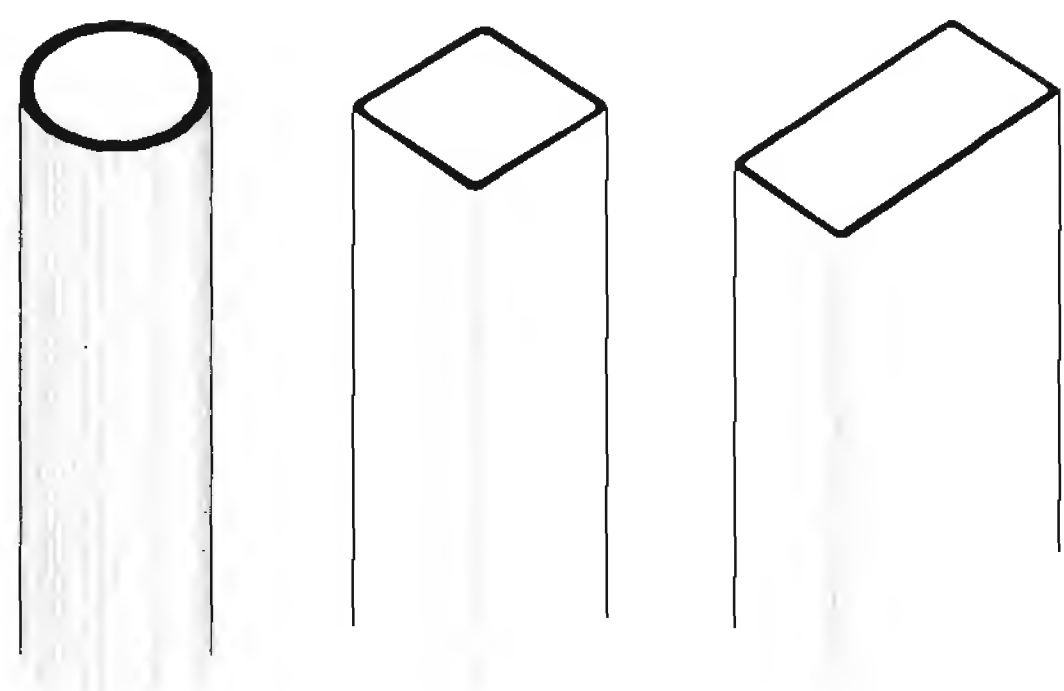
(a) Profilés laminés



(b) Profilé renforcé et profil composé



(c) Profils caissonnés



(d) Profils creux

Fig. 4.36 Différents types de poteaux métalliques.

On utilise des profilés IPE pour les faibles efforts, des profilés HE pour les efforts moyens et, pour les efforts importants, des profilés HD, des profilés HE renforcés par des fers plats soudés, des profils composés à âme pleine (fig. 4.36(b)) ou des profils caissonnés (fig. 4.36(c)). Il est également possible d'utiliser des profils creux ronds, carrés ou rectangulaires (fig. 4.36(d)), bien que l'assemblage des poutres soit plus compliqué.

Profils forgés

Les poteaux en acier forgé, de section pleine, permettent de reprendre de très grands efforts sur une section dont les dimensions extérieures sont plus faibles que pour tout autre profilé métallique. Ils sont utilisés par exemple pour la réalisation des étages inférieurs de grands bâtiments.

Ces poteaux, dont le diamètre se situe entre 150 et 1000 mm, sont livrables jusqu'à 11 m de longueur. La figure 4.37 présente un tronçon de poteau continu sur plusieurs étages avec un élargissement (usiné après forgeage) permettant l'appui d'une dalle en béton armé, ainsi que l'extrémité supérieure d'un poteau articulé.

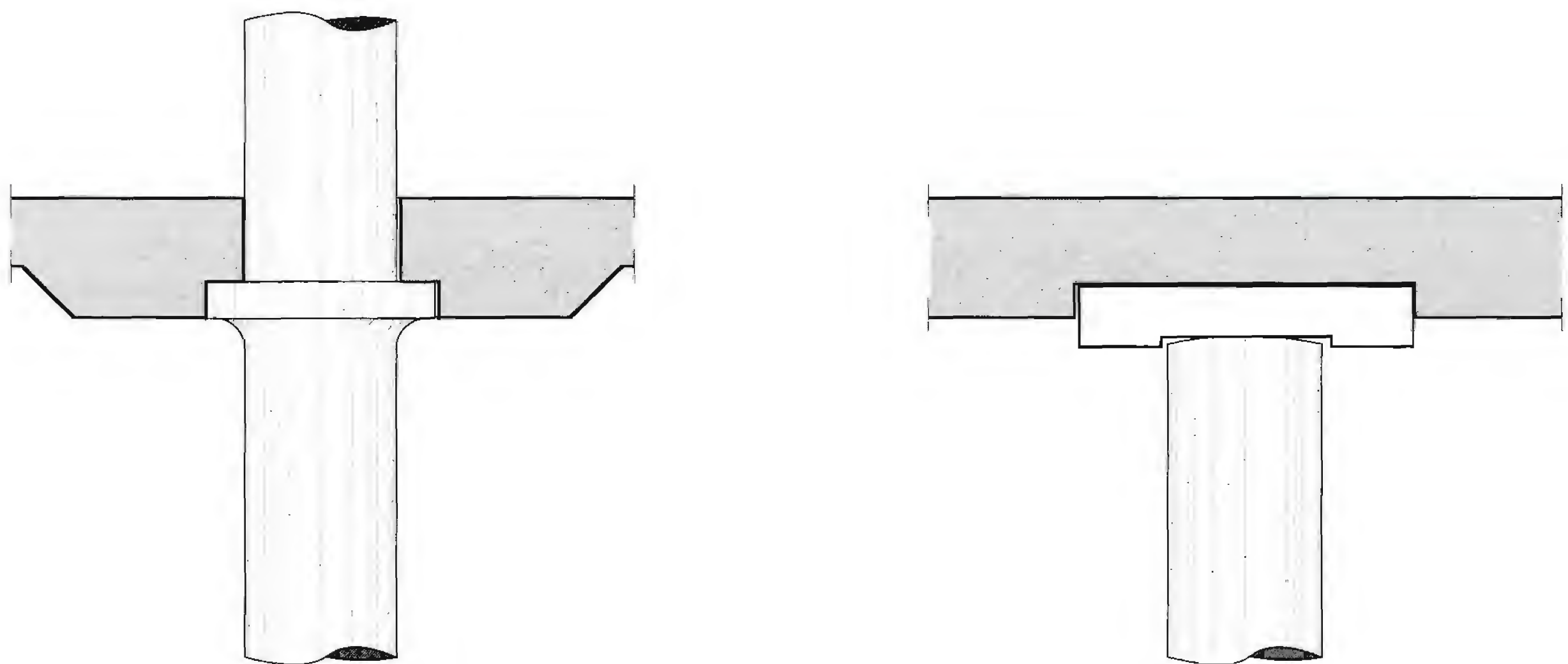


Fig. 4.37 Poteaux en acier forgé.

Poteaux mixtes

Les poteaux mixtes acier-béton constituent une alternative intéressante aux poteaux en acier ou en béton armé. Ils sont surtout appréciés pour leurs caractéristiques mécaniques élevées (résistance à la compression et à la flexion, rigidité sous l'effet du vent, ductilité en cas de séisme) et leur bonne résistance au feu. Les sections utilisées sont multiples (fig. 4.38) et permettent au concepteur de varier à loisir les formes, les dispositions respectives des deux matériaux acier et béton et l'aspect extérieur. On peut distinguer:

- les profilés métalliques partiellement enrobés de béton (fig. 4.38(a)),
- les profilés ou sections pleines totalement enrobés de béton avec armatures longitudinales et étriers (fig. 4.38(b)),
- les profils creux remplis de béton, armé ou non (fig. 4.38(c)),
- les profils creux avec noyau métallique (section pleine ou barres d'armature groupées) enrobé de béton (fig. 4.38(d)).

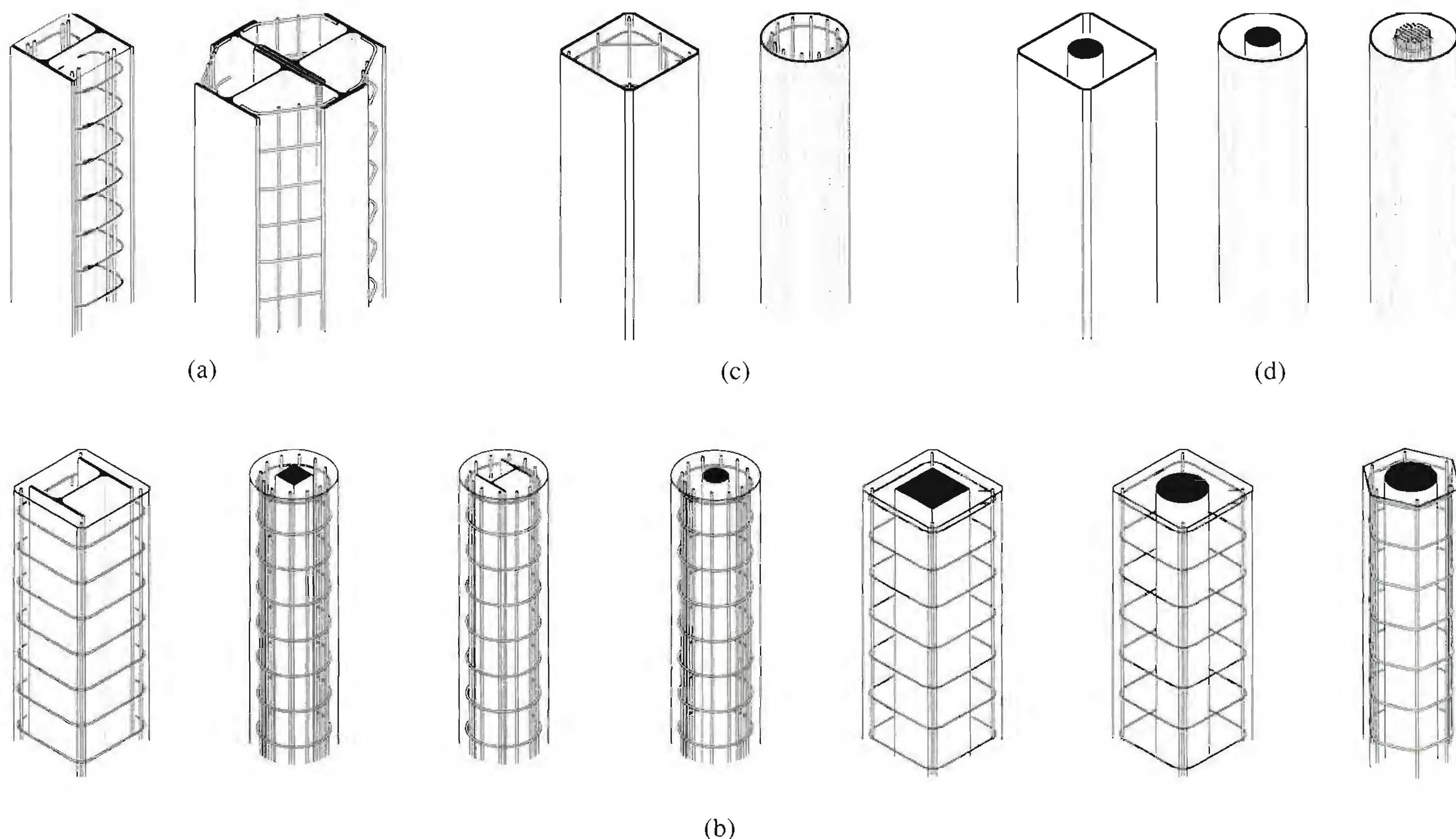


Fig. 4.38 Types de poteaux mixtes acier-béton.

Les *profilés métalliques partiellement enrobés* (fig. 4.38(a)) ou *totalement enrobés de béton* (fig. 4.38(b)) permettent de reprendre de grands efforts normaux et des moments de flexion importants. Lorsque des faces métalliques sont apparentes, elles offrent, grâce au revêtement de l'acier, un attrait esthétique particulier. Les profilés partiellement enrobés ont par contre une résistance au feu plus faible que les profilés totalement enrobés de béton. Les *sections pleines enrobées de béton* permettent de reprendre d'importants efforts normaux en interaction avec de faibles excentricités. La couverture de béton participe à la résistance à température ambiante et protège le noyau efficacement en cas d'incendie.

Les poteaux avec section pleine ou avec profilé métallique enrobé de béton (fig. 4.38(b)) de section circulaire sont généralement préfabriqués par la méthode de centrifugation, ce qui permet un contrôle efficace de la qualité du béton et de la position des éléments métalliques. Cette méthode de construction permet également un traitement de la surface (bouchardée, cannelée, lisse) et de la teinte.

Les *profilés creux remplis de béton* (fig. 4.38(c)) ont une capacité portante influencée par leur exposition au feu et par la quantité d'armature disposée à l'intérieur. Le tube participe à la résistance à froid alors qu'à chaud, il constitue une protection efficace vis-à-vis de l'éclatement du béton. Une bonne protection contre le feu ne peut cependant être atteinte qu'avec un béton comportant des armatures adéquates.

Les poteaux composés d'un *profil creux avec noyau métallique enrobé de béton* (fig. 4.38(d)) reprennent également d'importants efforts normaux et le noyau est efficacement protégé contre une élévation rapide de la température en cas d'incendie.

4.5.2 Types de suspentes

En ce qui concerne le choix des suspentes, les possibilités sont les suivantes :

- Le rond en acier, fileté sur toute ou partie de sa longueur (fig. 4.39(a)) : les efforts sont introduits par l'intermédiaire du filetage et le raboutage éventuel s'effectue par manchon vissé.
- Le fer plat (fig. 4.39(b)), solution la plus simple : la liaison avec les autres éléments se fait généralement par boulonnage, plus rarement par soudage ; le raboutage se fait par simple recouvrement avec couvre-joints boulonnés. Le comportement à la fatigue des boulons cisailés est meilleur que celui des ronds filetés.
- Le profilé en double C (fig. 4.39(c)), d'encombrement moindre que le profilé en double té mais d'une plus grande rigidité que le fer plat, ce qui le rend moins déformable pendant le transport et le montage : la transmission des efforts et le raboutage de chacune des parois constituant le profilé s'effectuent à l'aide d'un fer plat.
- Le câble clos (fig. 4.39(d)), particulièrement intéressant pour des grands efforts de traction : sa haute limite d'élasticité permet de diminuer la section nécessaire et réduit l'encombrement tandis que la transmission des forces s'effectue par des manchons spécialement étudiés. Les câbles ne comportent pas de raboutage, les longueurs de fabrication étant très grandes.

4.6 Assemblages

L'importance du choix des assemblages a déjà été soulignée dans le TGC volume 10 (chap. 9). Il faut surtout insister sur le fait que les hypothèses admises dans le calcul (encastrement ou articulation) doivent correspondre au comportement réel de l'assemblage et vice versa. Si l'assemblage poutre-poteau n'est ni parfaitement rigide, ni parfaitement articulé, il est dit *semi-rigide* et à *résistance partielle* et le système statique doit être modifié en conséquence. Les effets de cette semi-rigidité et résistance partielle apparaissent tant au niveau de l'aptitude au service que de la sécurité structurale. Nous y reviendrons plus en détail aux chapitres 10 et 13.

4.6.1 Assemblages solive-sommier

Deux possibilités se présentent pour la liaison entre solives et sommiers, selon leur niveau respectif. Lorsque les poutres ne sont pas situées dans le même plan horizontal, les solives sont en général continues et reposent sur les sommiers (fig. 4.40). Ce type d'assemblage, très économique, se fait par boulonnage des ailes pour éviter le glissement et le soulèvement éventuel. Si nécessaire, on place des raidisseurs pour l'introduction des forces concentrées.

Lorsque les poutres sont situées dans un même plan, l'assemblage des solives contre les sommiers peut être conçu articulé ou rigide. En cas d'articulation, les solives sont isostatiques et l'assemblage doit transmettre la réaction d'appui de la solive dans le sommier. Le type d'assemblage dépend des niveaux supérieurs des ailes et de la hauteur respective des poutres. Si la solive est moins haute que le sommier et si les ailes supérieures ne sont pas au même niveau, la solive peut être enfilée entre les ailes du sommier jusqu'à l'âme et fixée par exemple sur un gousset soudé (fig. 4.41(a)) ou par double cornière. Si les ailes sont au même niveau, il faut par exemple échancrer la solive ; la figure 4.41(b) montre une telle solution avec fixation sur l'âme du sommier par double cornière. Le montage de ces deux variantes peut présenter, dans des cas très particuliers, quelques difficultés lorsqu'il faut enfiler les solives entre les

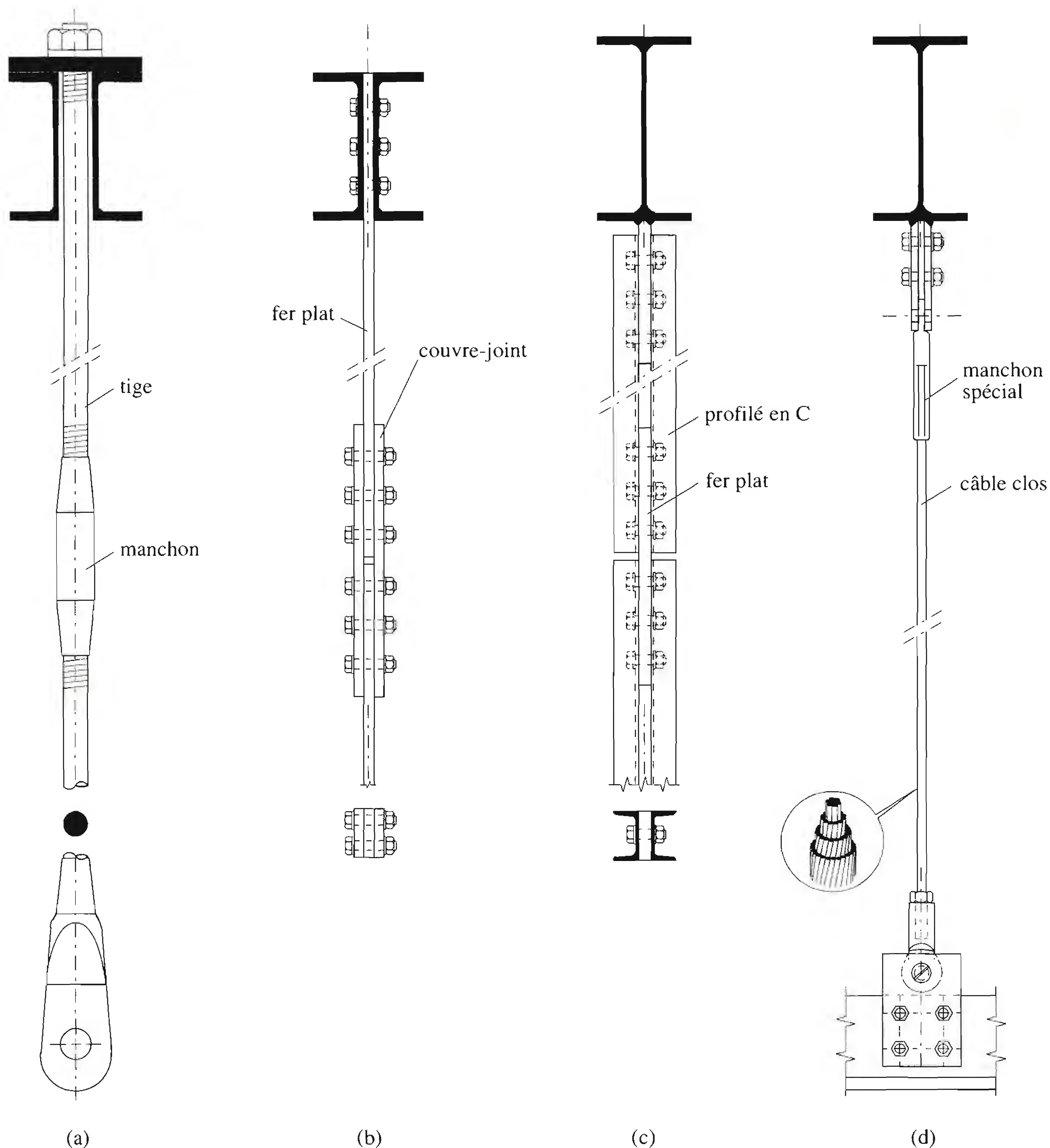


Fig. 4.39 Types de suspentes.

sommiers. On préférera alors peut-être la solution de la figure 4.41(c), dans laquelle les solives sont fixées sur le sommier à l'aide de raidisseurs et de couvre-joints. Cette solution est toutefois nettement moins économique que les deux précédentes.

En cas d'assemblage rigide, les solives sont considérées comme continues. L'assemblage doit donc transmettre, en plus de l'effort tranchant, un moment de flexion. Un tel assemblage peut être réalisé par boulonnage avec plaque frontale et fourrures directement sur l'âme si les ailes ne sont pas au même niveau (fig. 4.42(a)) ou entièrement soudé en cas de poutres de même hauteur par exemple (fig. 4.42(b)). Cette dernière solution est toutefois exceptionnelle.

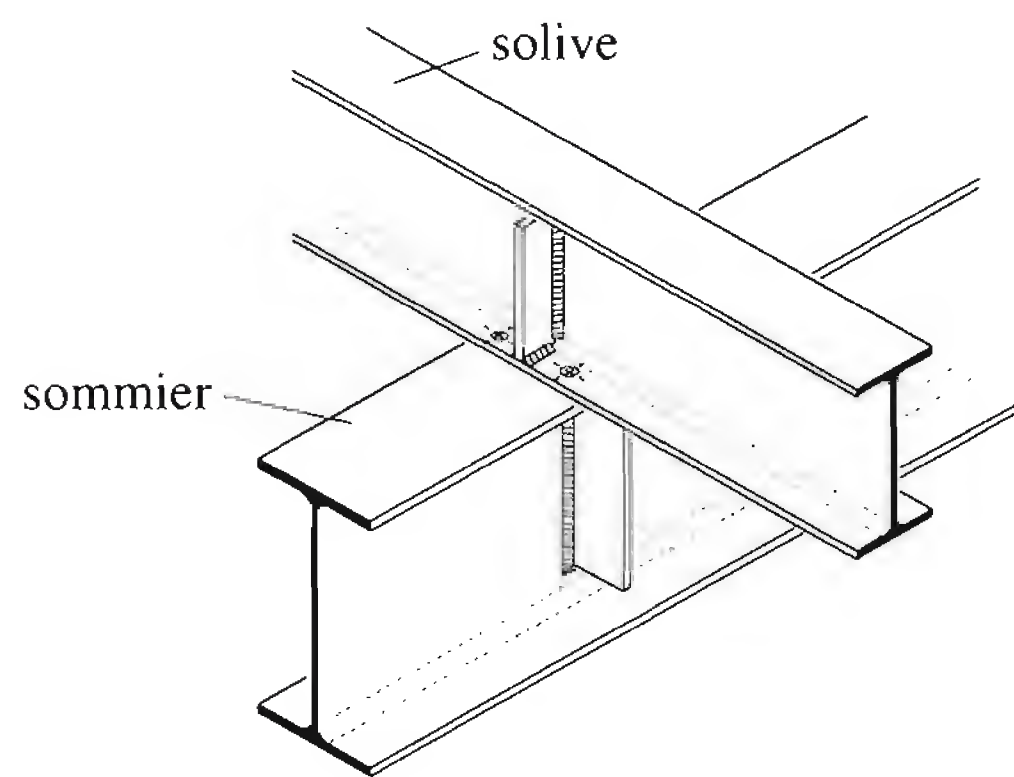


Fig. 4.40 Assemblage d'une solive continue sur un sommier.

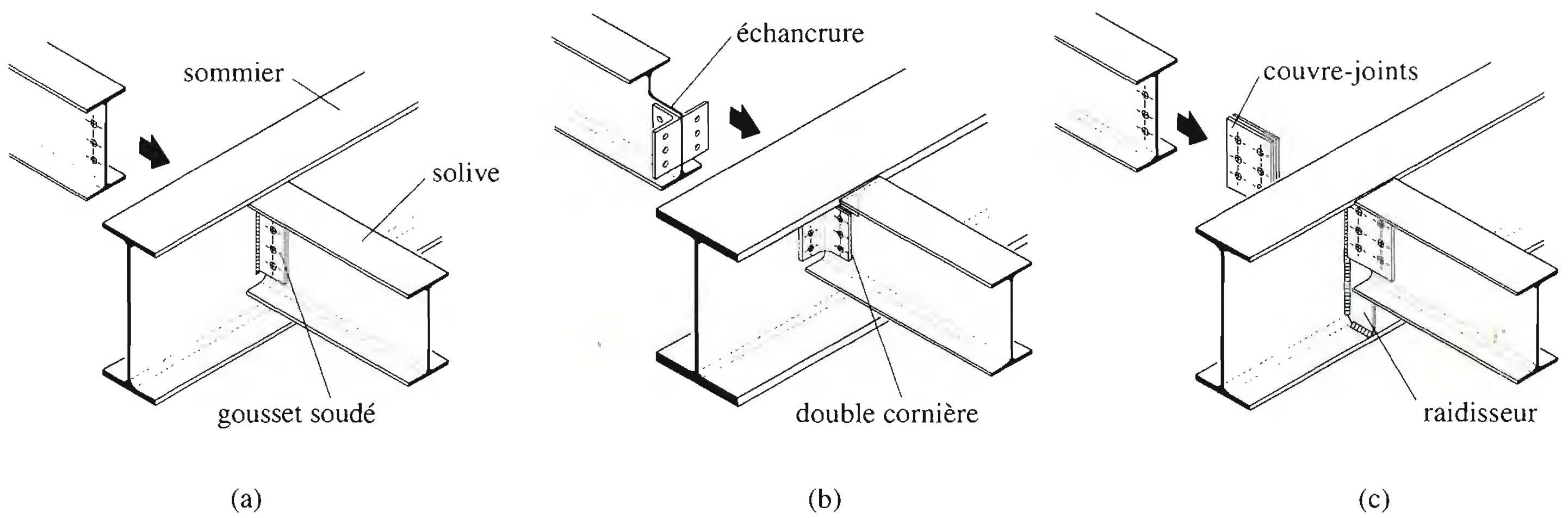


Fig. 4.41 Assemblages solive-sommier articulés.

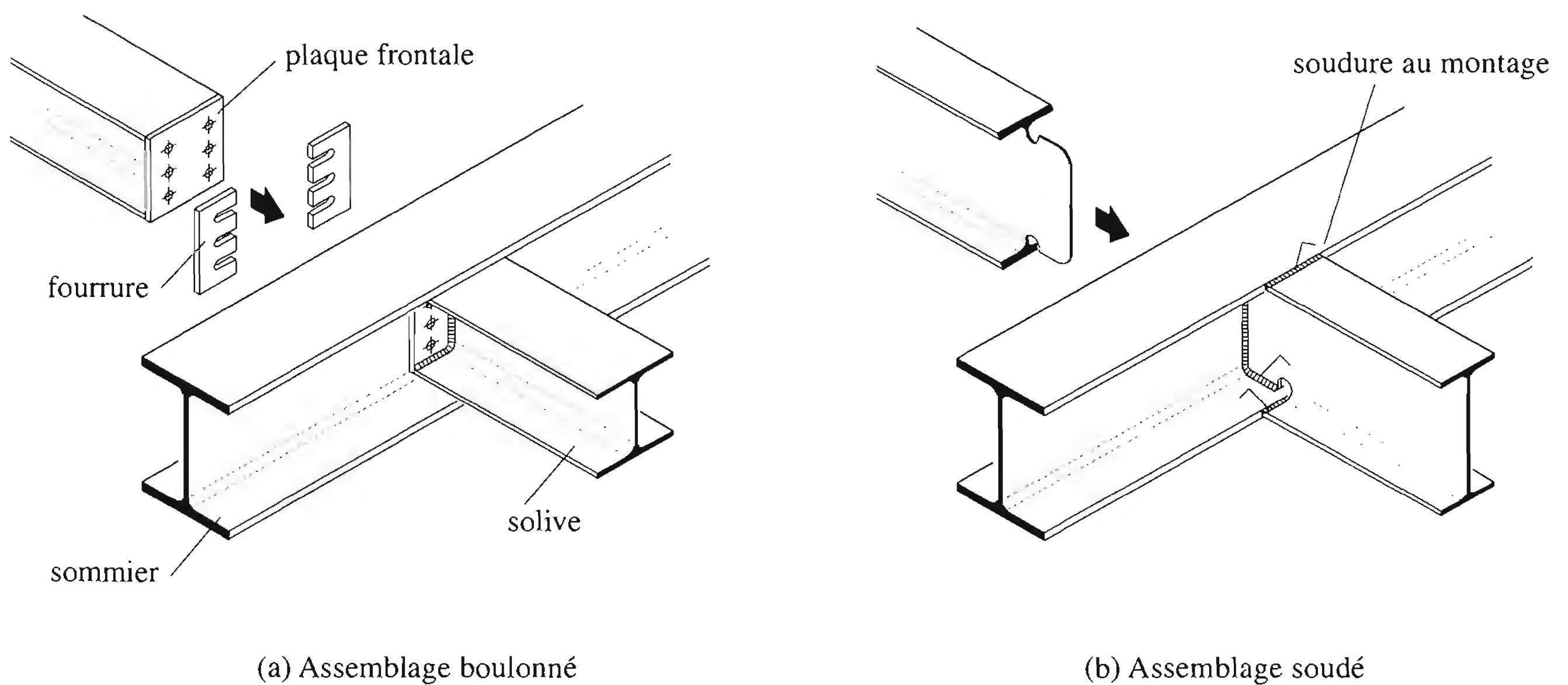


Fig. 4.42 Assemblages solive-sommier rigides.

4.6.2 Assemblages poutre-poteau

Les différentes conceptions des nœuds poutre-poteau sont classées en assemblages articulés et assemblages rigides. On trouvera aux chapitres 10 et 13 des exemples de détails de construction de nœuds semi-rigides.

Assemblages articulés

Les assemblages articulés ne transmettent souvent qu'un effort tranchant, plus rarement un effort normal. Par conséquent, les assemblages les plus courants utilisent l'âme des poutres comme liaison avec le poteau :

- assemblage par double cornière boulonnée sur l'âme de la poutre et sur l'aile ou l'âme du poteau (fig. 4.43(a)); le travail en atelier et au montage est faible et il y a peu de problèmes liés aux écarts de fabrication;
- assemblage par plaque frontale soudée à l'extrémité de la poutre et boulonnée sur l'aile ou l'âme du poteau (fig. 4.43(b)); le travail en atelier est moyen alors que le travail au montage est faible; il faut veiller toutefois aux écarts de fabrication (des fourrures sont généralement nécessaires) et à l'effet d'encastrement (semi-rigidité);
- assemblage par plaque frontale partielle soudée à l'extrémité de la poutre et boulonnée sur l'aile ou l'âme du poteau (fig. 4.43(c)); le travail au montage peut être facilité par une plaque d'appui soudée sur le poteau; l'effort tranchant qu'il est possible de transférer est faible.

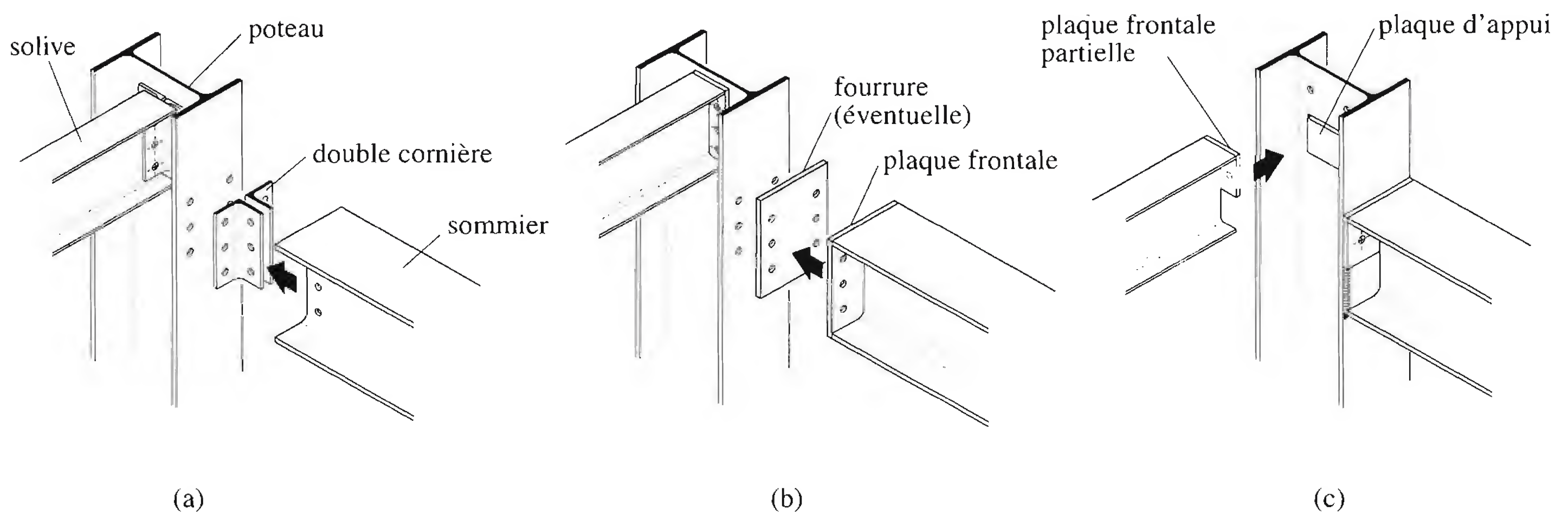


Fig. 4.43 Assemblages articulés usuels poutre-poteau.

D'autres conceptions d'assemblages considérés comme articulés sont également possibles (fig. 4.44):

- gousset soudé sur l'aile ou l'âme du poteau (fig. 4.44(a)); le travail en atelier est moyen alors que le travail au montage est faible et il y a peu de problèmes liés aux écarts de fabrication;
- gousset traversant en cas de poteau tubulaire (fig. 4.44(b)); le travail en atelier est important mais le travail au montage est simplifié et il y a peu de problèmes liés aux écarts de fabrication;
- goujons filetés soudés sur l'aile ou l'âme du poteau (fig. 4.44(c)); le travail en atelier et au montage est moyen, mais il faut veiller aux écarts de fabrication et à l'effet d'encastrement.

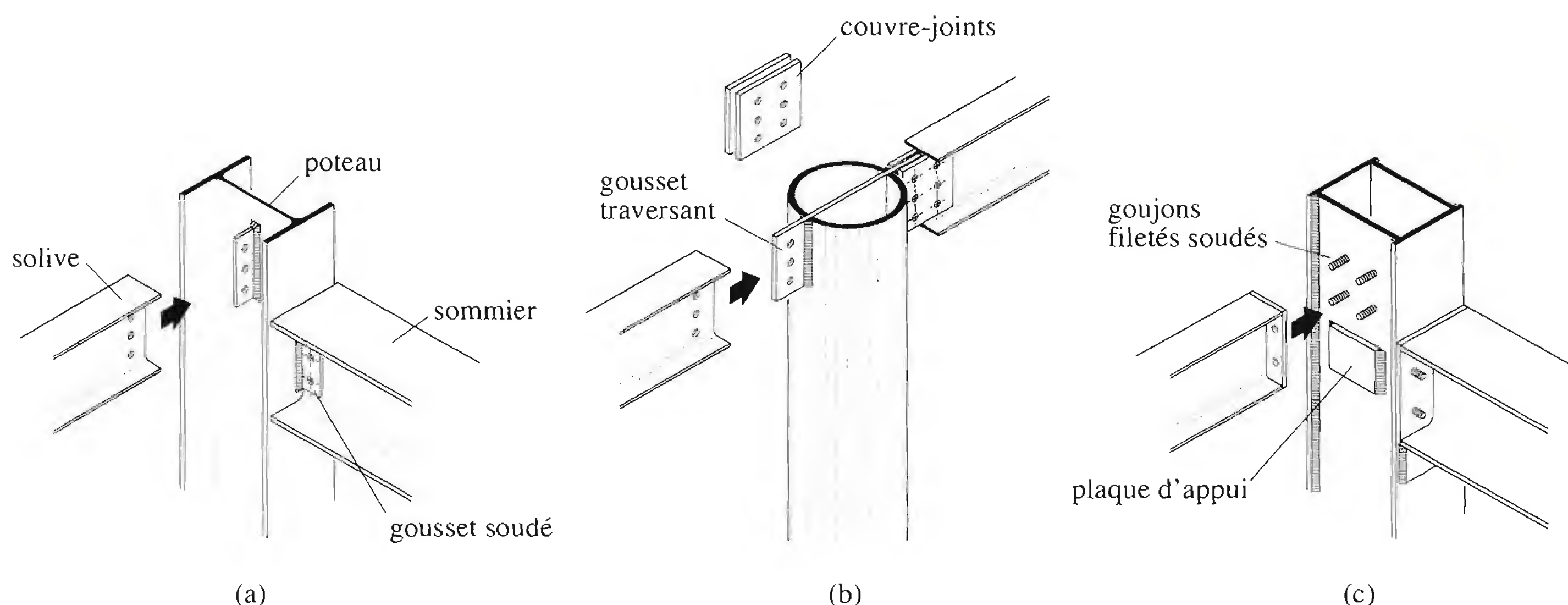


Fig. 4.44 Assemblages articulés particuliers poutre-poteau.

Assemblages rigides

Les assemblages rigides servent à transmettre des moments de flexion entre poutre et poteau. Ils doivent garantir qu'aucune rotation ne se produise entre les éléments assemblés. C'est pourquoi ils sont plus compliqués à réaliser que les assemblages articulés. Parmi les nombreuses variantes possibles, on distingue essentiellement entre assemblages boulonnés (fig. 4.45(a) et (b)) et assemblages soudés (fig. 4.45(c) et (d)):

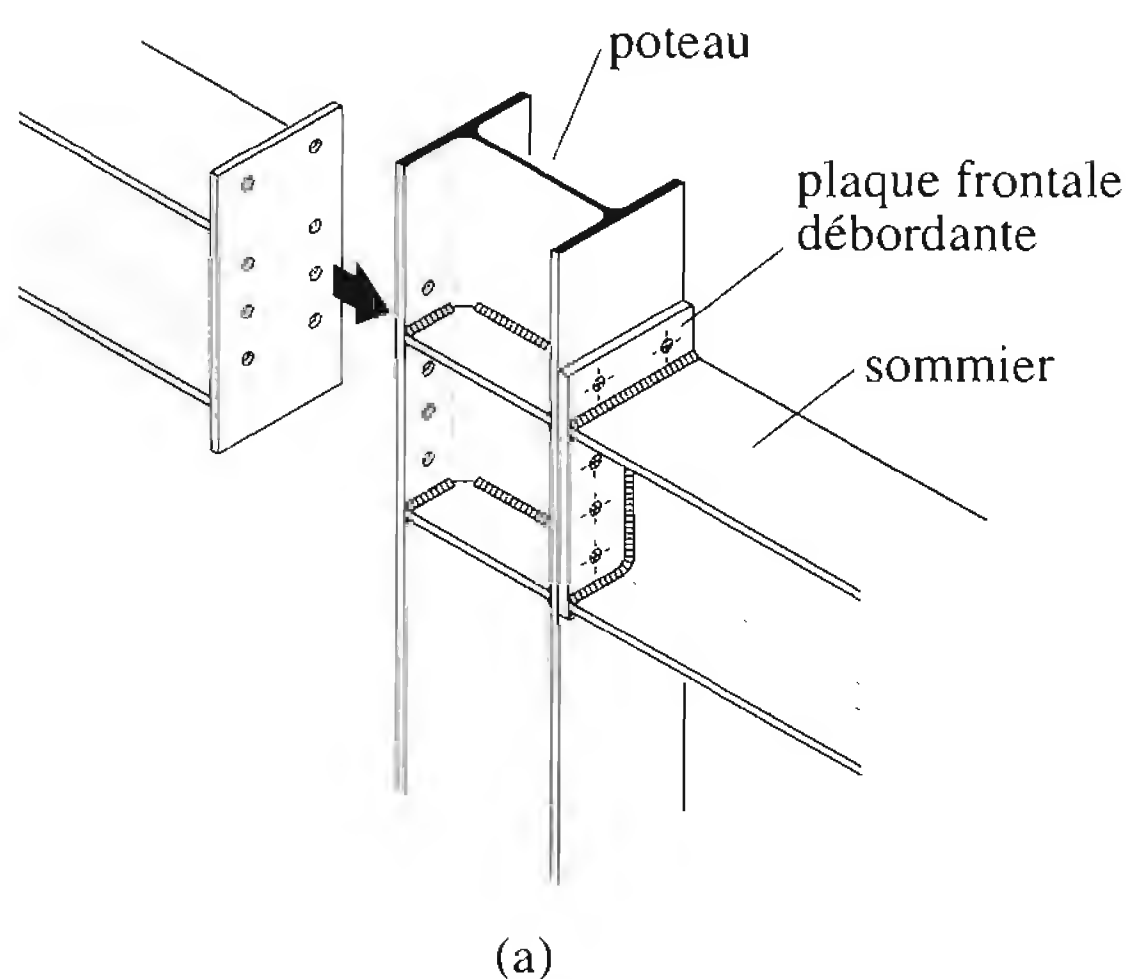
- *Liaison boulonnée par plaque frontale*: le travail de soudage et de perçage est effectué en atelier, ce qui permet de réaliser un montage par simple boulonnage. Les écarts de fabrication peuvent toutefois créer des difficultés au montage. Si le moment de flexion à transmettre par l'assemblage est important, des raidisseurs peuvent s'avérer nécessaires pour l'introduction des efforts dans le poteau. En cas de poteau intérieur avec poutres de part et d'autre, ces raidisseurs relient les deux ailes du poteau.
- *Liaison par soudage*: cette liaison est conçue pour être réalisée en atelier; si le soudage a lieu sur le chantier, il faut alors prévoir un boulonnage provisoire lors de la mise en place de la poutre et pendant le soudage.

4.6.3 Joints de poteau

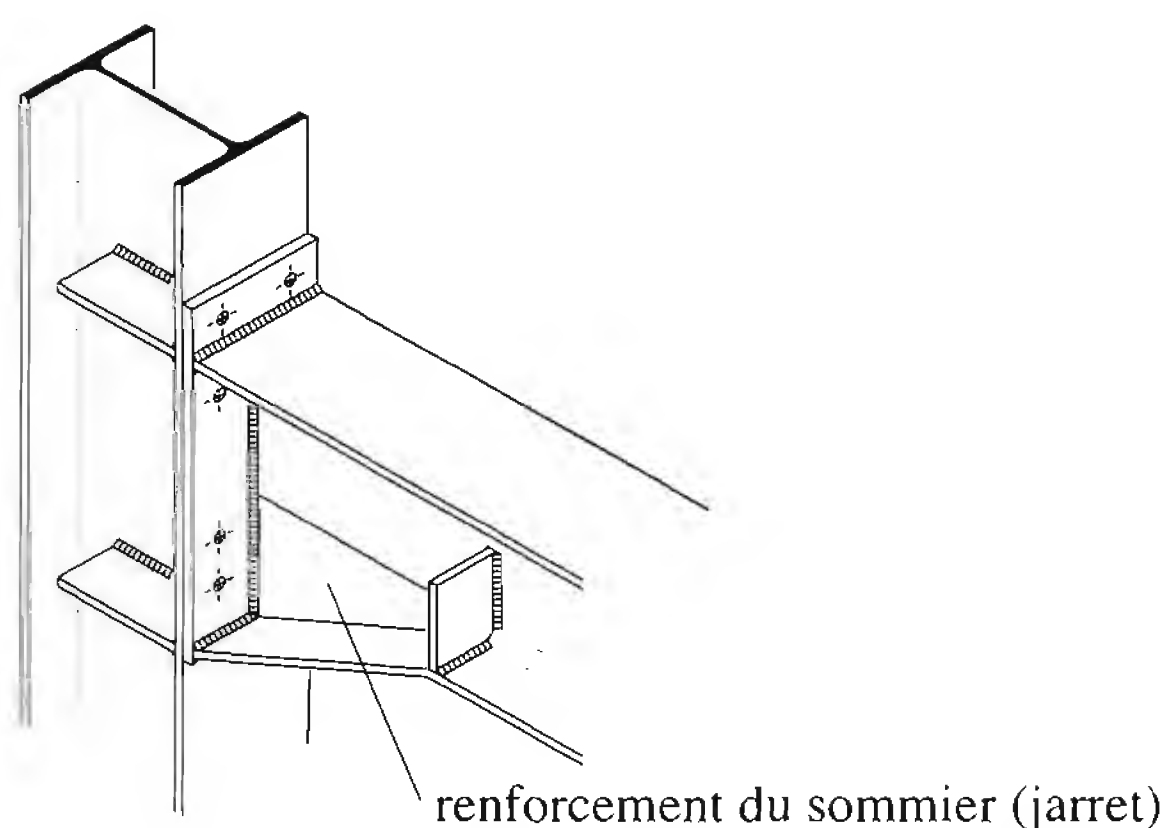
Il est évident que les poteaux inférieurs d'un bâtiment à étages sont plus sollicités que les poteaux supérieurs. Pour diminuer le poids d'acier, il est judicieux d'adapter la section des poteaux à l'effort qu'ils doivent transmettre. Par ailleurs, les longueurs de profilés disponibles sont limitées. On est donc conduit à prévoir des rabouages de poteaux qu'on situe au niveau des étages (à l'endroit des nœuds avec les poutres) ou entre les étages. Le raboutage des poteaux entre les étages est préférable, car il permet de simplifier la réalisation et d'éviter le conflit avec l'assemblage des poutres.

En atelier, le joint le plus simple à réaliser est le joint bout-à-bout soudé (fig. 4.46(a)); cette solution est également réalisable en cas de changement de profils, pour autant que les sections à assembler se superposent (fig. 4.46(b)). En cas de raboutage par joint soudé au montage, les extrémités de poteaux à assembler sont fixées provisoirement à l'aide de goussets ou d'éclisses, et ce jusqu'à l'exécution des

ASSEMBLAGES BOULONNÉS

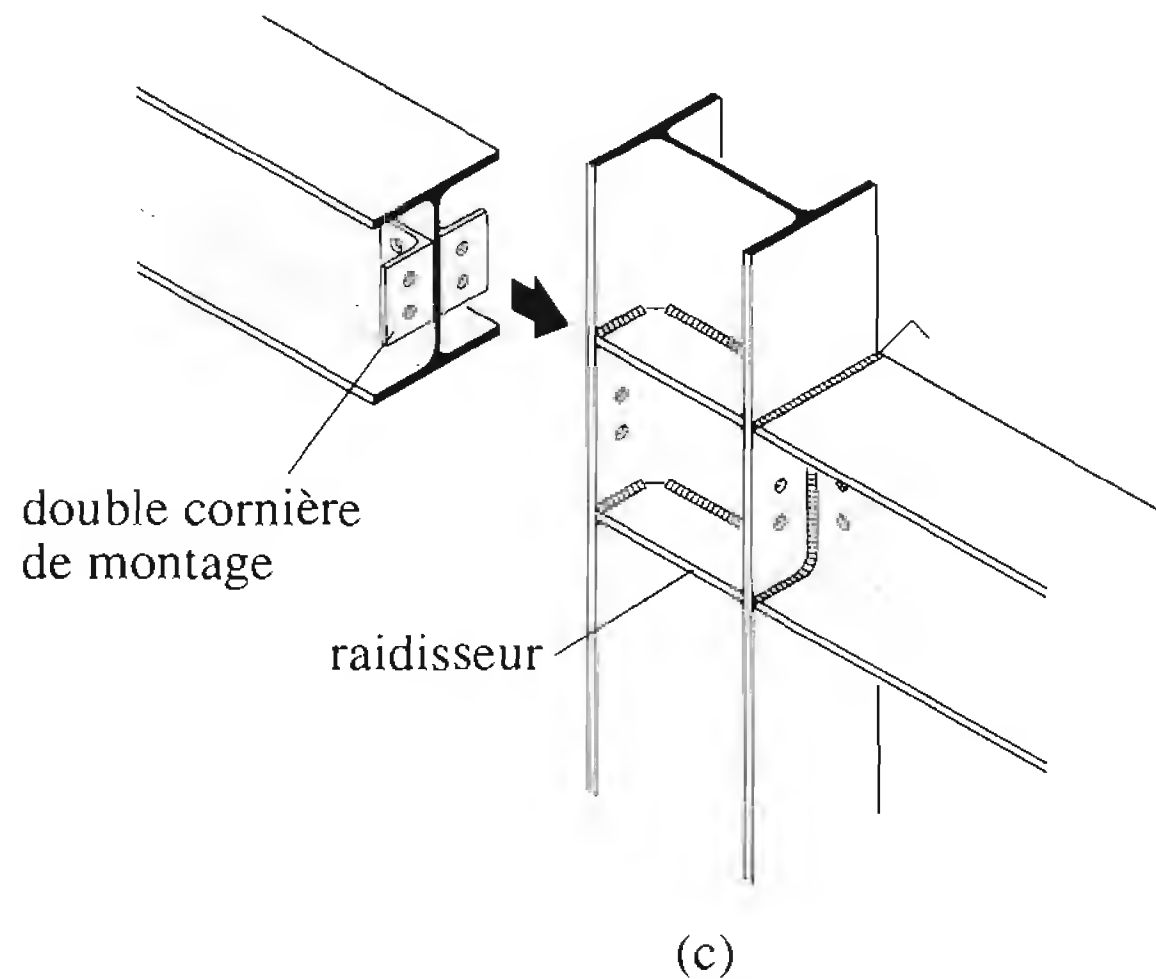


(a)

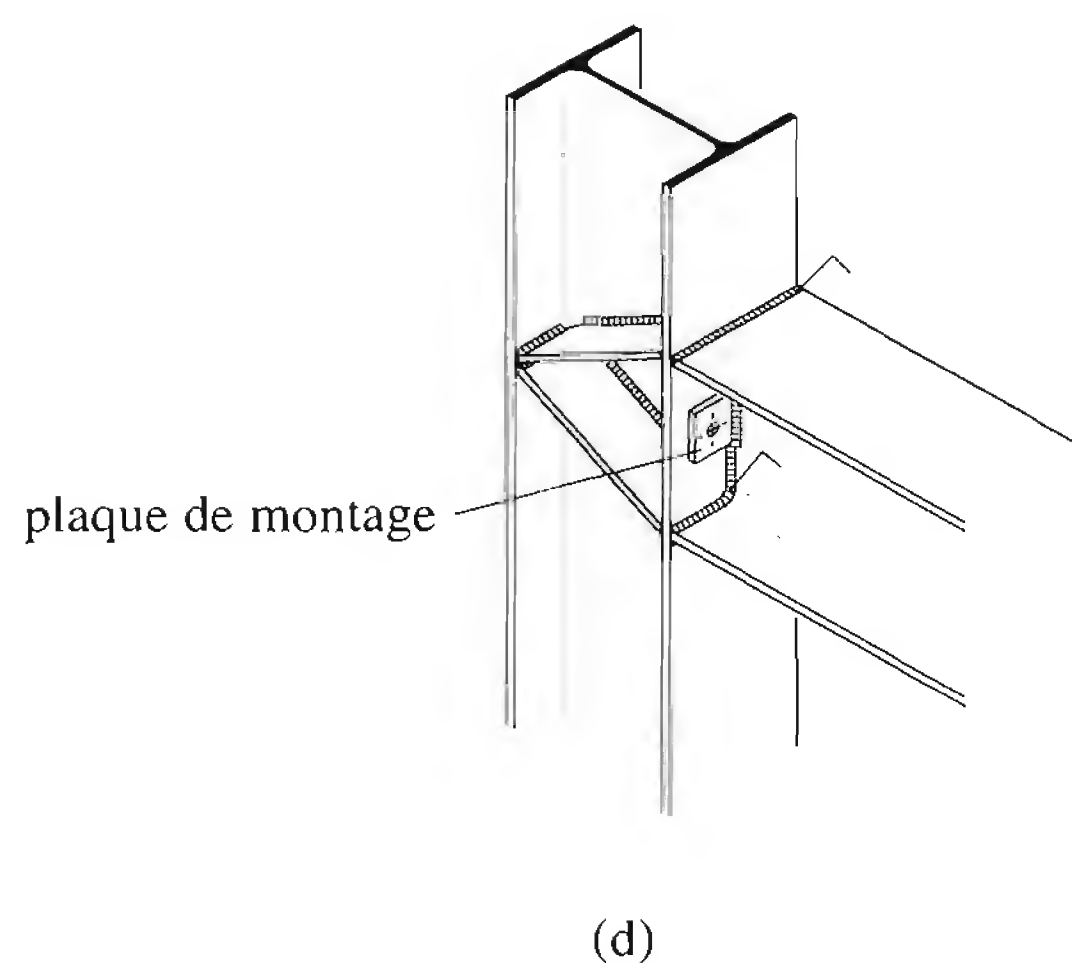


(b)

ASSEMBLAGES SOUDÉS



(c)



(d)

Fig. 4.45 Assemblages rigides usuels poutre-poteau.

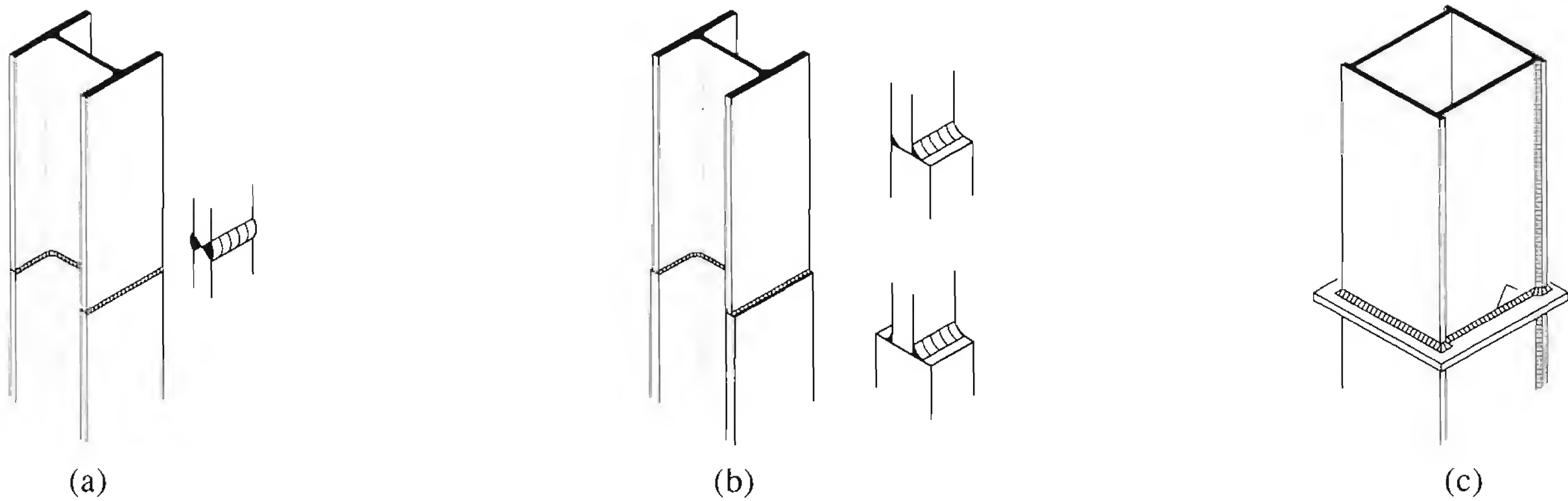
soudures des ailes. Il est aussi possible de réaliser un joint soudé avec plaque. En cas de réalisation au montage, le poteau supérieur est fixé par soudage sur la plaque de tête du poteau inférieur, elle-même soudée en atelier (fig. 4.46(c)).

Le joint bout-à-bout boulonné (fig. 4.46(d)) permet d'éviter les opérations de soudage sur chantier; il nécessite par contre l'utilisation de fourrures pour compenser les différences d'épaisseur (tolérances de laminage, changement de profils). Le joint boulonné par plaques de tête (fig. 4.46(e)) est fréquemment utilisé. Les deux plaques doivent être parfaitement ajustées. Etant donné que les plaques trop minces se déforment lors du soudage, il faut parfois effectuer une correction de leur surface par usinage après l'exécution des soudures. La figure 4.46(f) montre une variante où les boulons sont à l'intérieur de la section. Une telle solution n'est envisageable que si l'assemblage n'a qu'un effort normal associé à un faible moment de flexion à transmettre.

Si la poutre horizontale n'est pas interrompue au droit du poteau (fig. 4.46(g)), le poteau inférieur comporte une plaque de tête et le poteau supérieur une plaque d'assise. Les efforts dans le poteau sont transmis à travers la poutre par l'intermédiaire de l'âme et des raidisseurs.

Les assemblages des éléments porteurs verticaux tendus ont été mentionnés au paragraphe 4.5.2 relatif aux types de suspentes.

JOINTS BOUT-À-BOUT SOUDÉS



JOINTS BOUT-À-BOUT BOULONNÉS

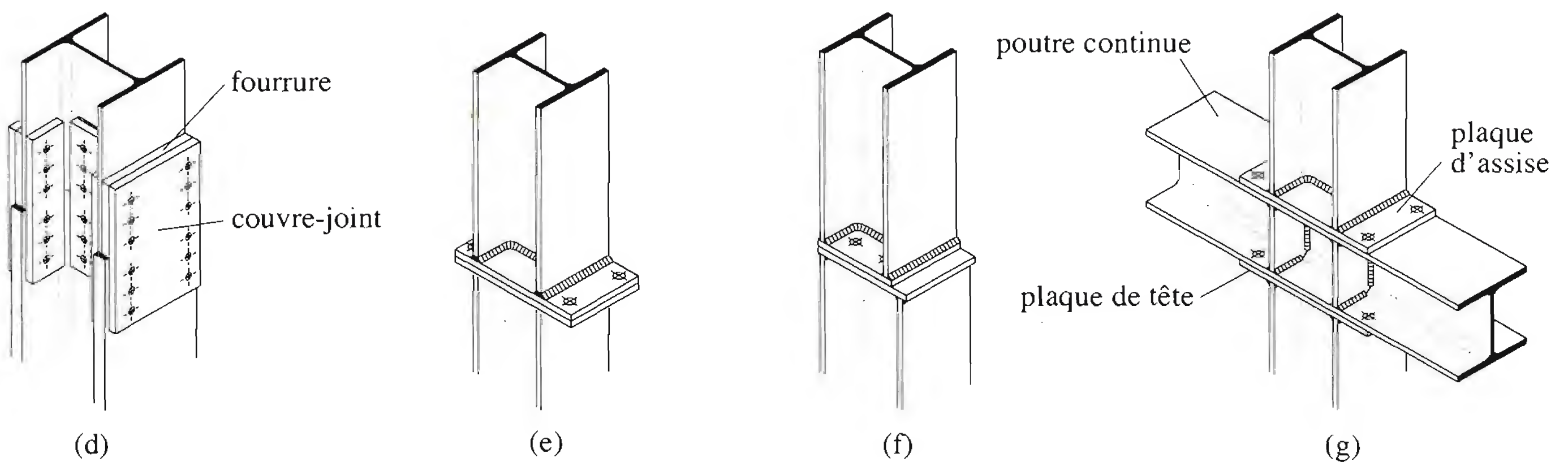


Fig. 4.46 Joints de poteau.

4.6.4 Pieds de poteau

Les pieds de poteau ont déjà été examinés dans le cas des halles (§ 3.2.3). La différence de conception entre un pied de poteau de halle et celui d'un bâtiment réside dans la présence, dans les bâtiments, d'une infrastructure, en général en béton armé, située entre l'ossature métallique et les fondations.

En cas de pied de poteau articulé, la plaque de base est chargée de transmettre les efforts du poteau métallique au béton. Étant donné la présence d'une forte armature supérieure dans la dalle située à l'endroit du pied de poteau (fig. 4.47(a)), la plaque de base ne peut pas être noyée dans la dalle, mais dans l'épaisseur de la chape. En cas d'efforts importants à transmettre, on utilise des plaques de base de forte épaisseur, plus rarement des plaques raidies (fig. 4.47(b)). En cas de pied de poteau encastré (fig. 4.47(c)), l'infrastructure en béton armé doit être conçue pour recevoir les ancrages nécessaires.

4.6.5 Assemblages entre éléments métalliques et murs en béton

Lorsque la structure porteuse comporte des éléments en béton armé (mur de refend ou noyau central), il arrive fréquemment que les poutres métalliques (sommiers ou solives) doivent s'y appuyer. Il existe différents moyens de fixation pour réaliser ces appuis, qu'il est possible de classer en fonction de

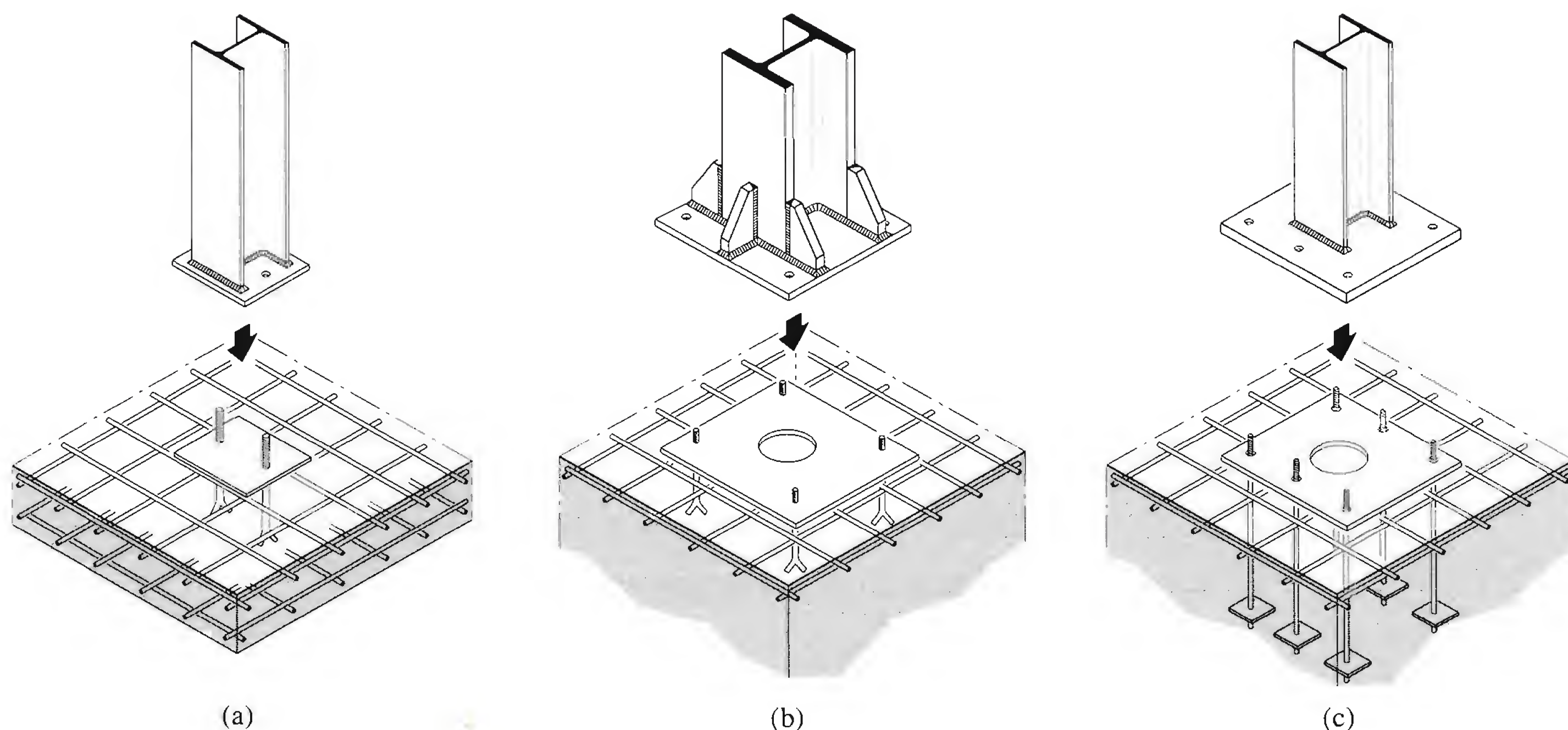


Fig. 4.47 Pieds de poteau.

l'importance des efforts verticaux à transmettre. En commençant par l'effort le plus grand, on peut distinguer:

- la niche ou la réservation,
- la pièce d'appui boulonnée,
- la pièce d'appui scellée,
- la pièce d'appui chevillée,
- la cornière d'appui.

Cette liste n'est bien entendu pas exhaustive, surtout si l'on tient compte du fait que certains procédés peuvent être combinés. Parfois des considérations liées à la géométrie, à l'esthétique ou au montage peuvent conduire à des solutions différentes malgré l'importance de l'effort à transmettre.

Niche ou réservation

Ce moyen de fixation consiste à créer dans le mur un évidement (traversant ou non selon l'épaisseur), permettant l'assise de la poutre (fig. 4.48). L'effort vertical est transmis à l'axe du mur au moyen d'une plaque d'appui conçue comme une plaque d'assise de poteau. Cette plaque comprend des tiges filetées permettant son scellement dans le mur et le boulonnage de la poutre. Une liste de centrage peut s'avérer nécessaire pour éviter toute introduction de flexion dans le mur. Les écarts verticaux dans l'exécution du trou dans le mur peuvent être facilement compensés au moyen de fourrures placées entre la poutre et la plaque d'assise. Les écarts en plan sont compensés par des trous agrandis ou allongés pratiqués dans l'aile de la poutre. Si cette poutre est également soumise à un effort normal, des rondelles soudées après réglage de la structure empêchent tous les déplacements non désirés. Les complications occasionnées dans la construction du mur (interruption de l'armature, coffrage du trou, remplissage de la niche et rhabillage), ne justifient ce moyen de fixation que pour la reprise d'efforts très importants.

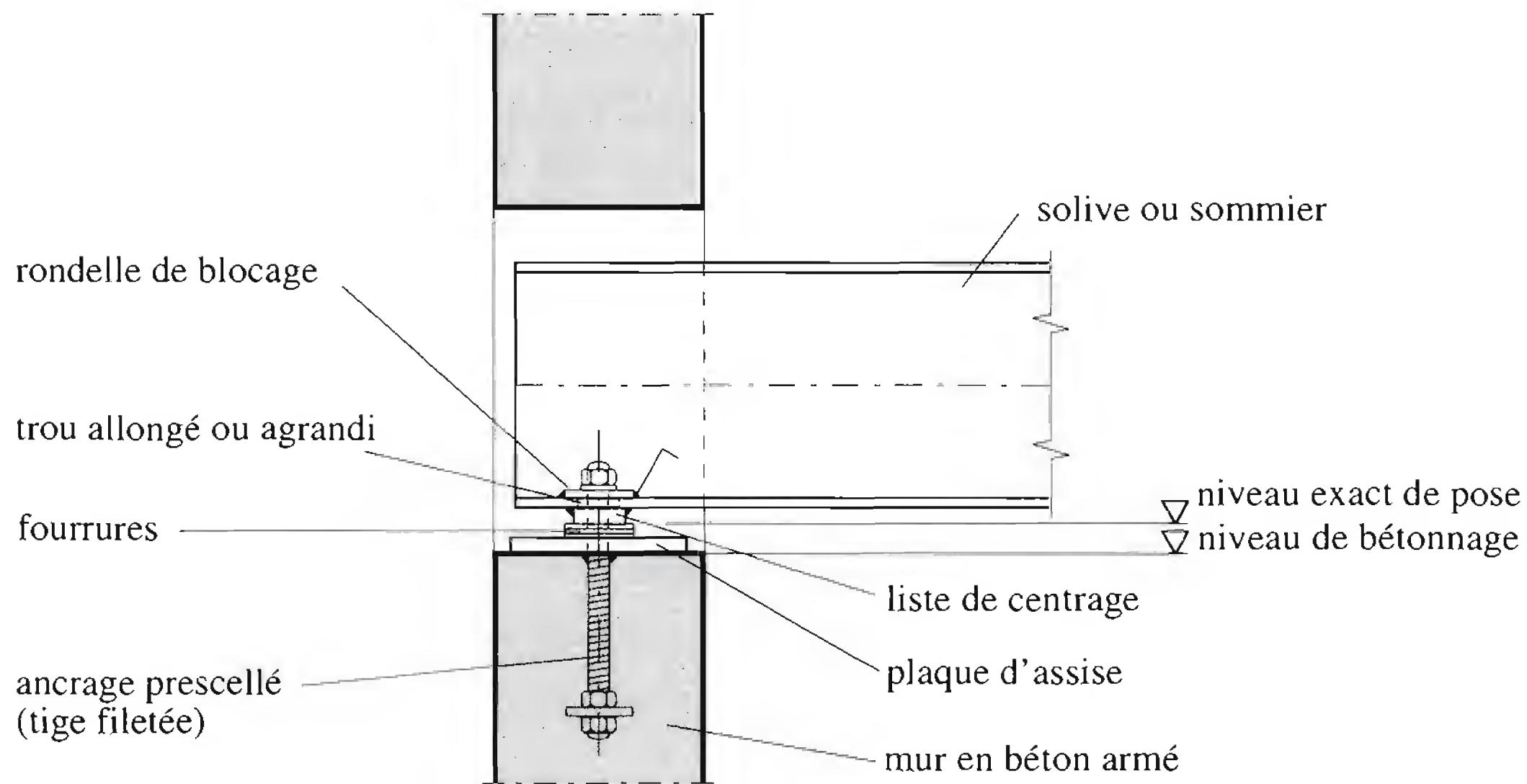


Fig. 4.48 Niche ou réservation.

Pièce d'appui boulonnée

Si l'on veut éviter les problèmes liés à la création de niche ou de réservation, il est possible de fixer une pièce d'appui de la poutre au moyen de boulons ou de tiges filetées traversant le mur de part en part (fig. 4.49). Les trous permettant le passage des boulons sont soit forés, soit coffrés au moyen de gaines. La solution avec trous forés à l'avantage de pouvoir être réalisée indépendamment de la planification des travaux de bétonnage. L'inconvénient est le travail de perçage du mur et la gêne due à l'armature dans le béton. La présence sur la face arrière du mur d'une contre-plaque et de l'extrémité des tiges avec écrous n'est pas toujours acceptable esthétiquement.

Ce moyen de fixation crée une excentricité du point d'introduction de l'effort par rapport à l'axe du mur. Cependant, il est simple, son comportement est fiable et peu dépendant de la résistance locale du béton. L'emploi de tiges à haute résistance rend possible la reprise d'efforts importants.

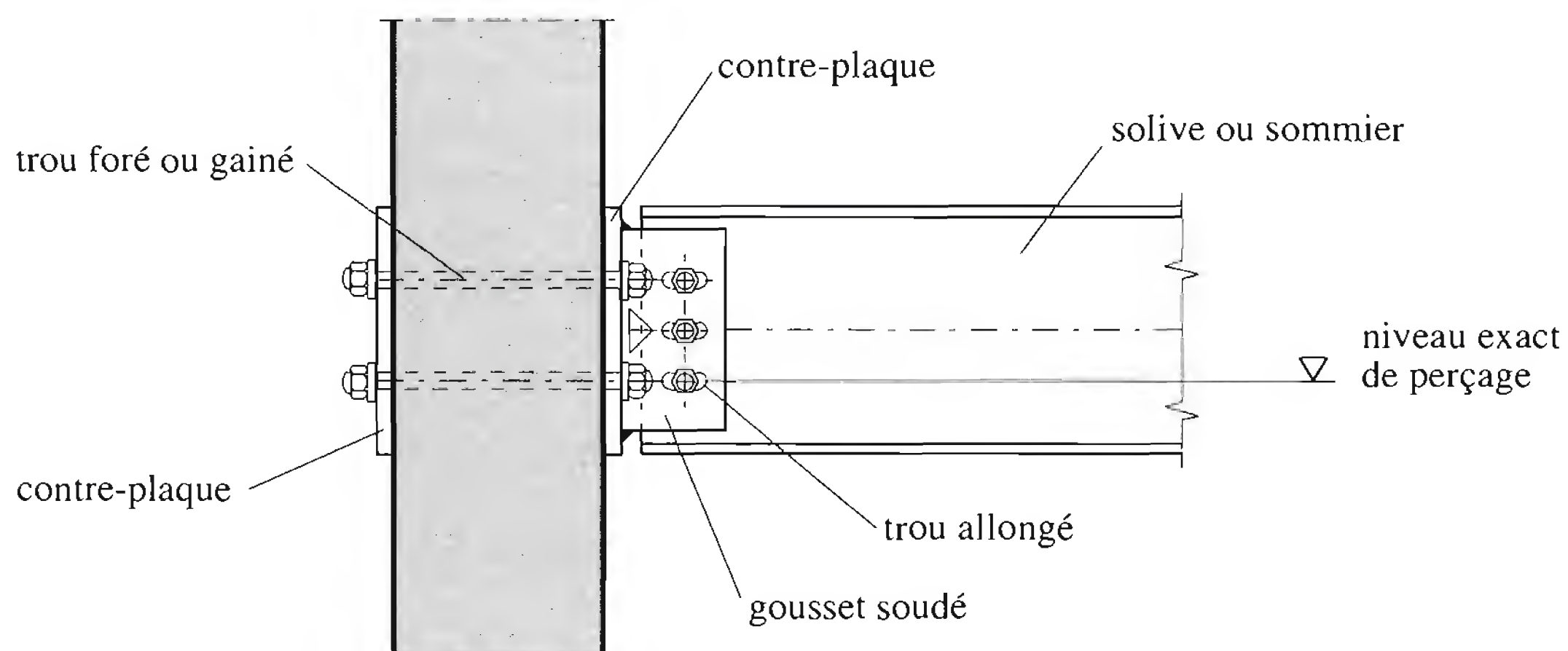


Fig. 4.49 Pièce d'appui boulonnée.

Pièce d'appui scellée

Cette fixation, très couramment utilisée, est constituée d'une plaque relativement épaisse sur laquelle sont soudés des ancrages tels que goujons ou tiges filetées (fig. 4.50). Cette plaque est clouée à l'intérieur du coffrage, le scellement étant réalisé lors du bétonnage du mur. Le soudage du gousset d'attache de la poutre s'effectue à l'emplacement exact après décoffrage du mur. Cette solution nécessite une bonne coordination entre le charpentier métallique et l'entreprise de maçonnerie. Si la plaque est suffisamment grande, ce procédé ne souffre que peu des écarts de fabrication.

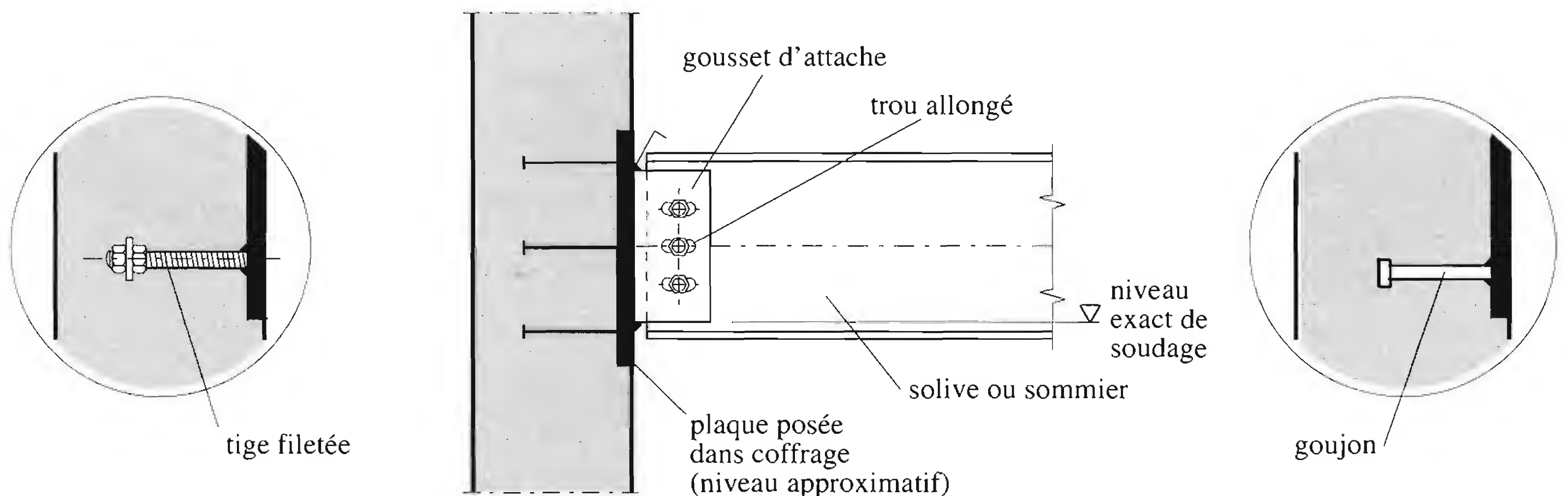


Fig. 4.50 Pièce d'appui scellée.

Pièce d'appui chevillée

Dans ce type d'appui, la plaque est fixée au moyen de chevilles scellées dans le béton (fig. 4.51). Il existe sur le marché un vaste assortiment de chevilles adaptées aux différents matériaux de support ainsi qu'à l'importance des efforts à reprendre. Pour la fixation des éléments porteurs dans le bâtiment, on utilise deux catégories principales de chevilles : les chevilles à ancrage mécanique et les chevilles à ancrage adhésif (appelées aussi chevilles *chimiques*).

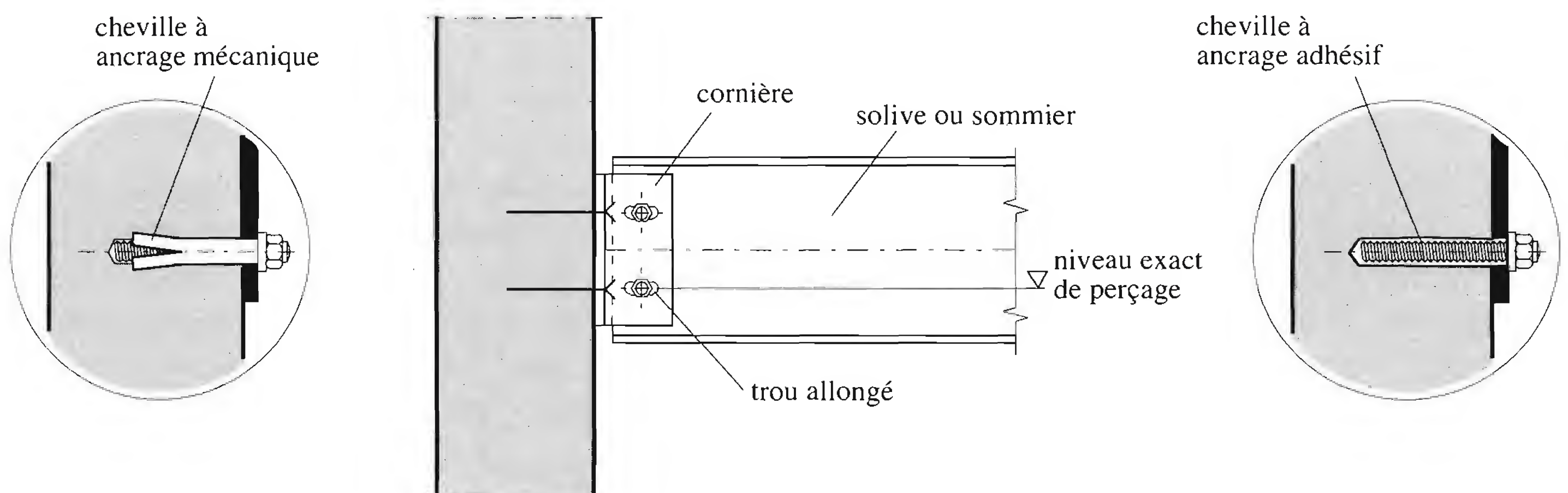


Fig. 4.51 Pièce d'appui chevillée.

La première catégorie consiste à placer la cheville dans un trou foré dans le béton. Un mécanisme de serrage (tampon, expansion) lui assure une résistance à la traction par frottement. Cet effet de serrage

provoque d'importantes contraintes de traction dans le béton, ce qui limite de façon sensible la résistance de telles chevilles lorsqu'elles sont placées à proximité du bord de l'élément en béton.

La deuxième catégorie consiste en une tige filetée fixée à l'aide d'un adhésif (souvent à deux composants) dans un trou foré dans le béton. La résistance à la traction de ce type de chevilles s'obtient par cisaillement de la colle qui enrobe la tige filetée sur toute sa longueur. La proximité du bord de l'élément en béton est donc moins déterminante que dans le cas précédent. En contrepartie, ce procédé de pose est plus délicat et certaines précautions doivent être prises. Ainsi, le perçage doit être réalisé de façon soignée, de préférence avec des forets diamantés, et la mise en charge ne peut intervenir qu'après le durcissement de la colle qui est fonction des conditions climatiques ambiantes. Enfin, en raison de la fluidité de la colle, les chevilles *chimiques* ne peuvent pas être utilisées pour la fixation d'éléments au plafond.

Cornière d'appui

Si les efforts à transmettre sont faibles, on peut réaliser un petit support à partir d'un tronçon de cornière fixé contre le mur en béton au moyen de chevilles à ancrage mécanique (fig. 4.52). Le boulonnage de la poutre sur ce support nécessite des trous allongés dans la cornière ou dans la poutre.

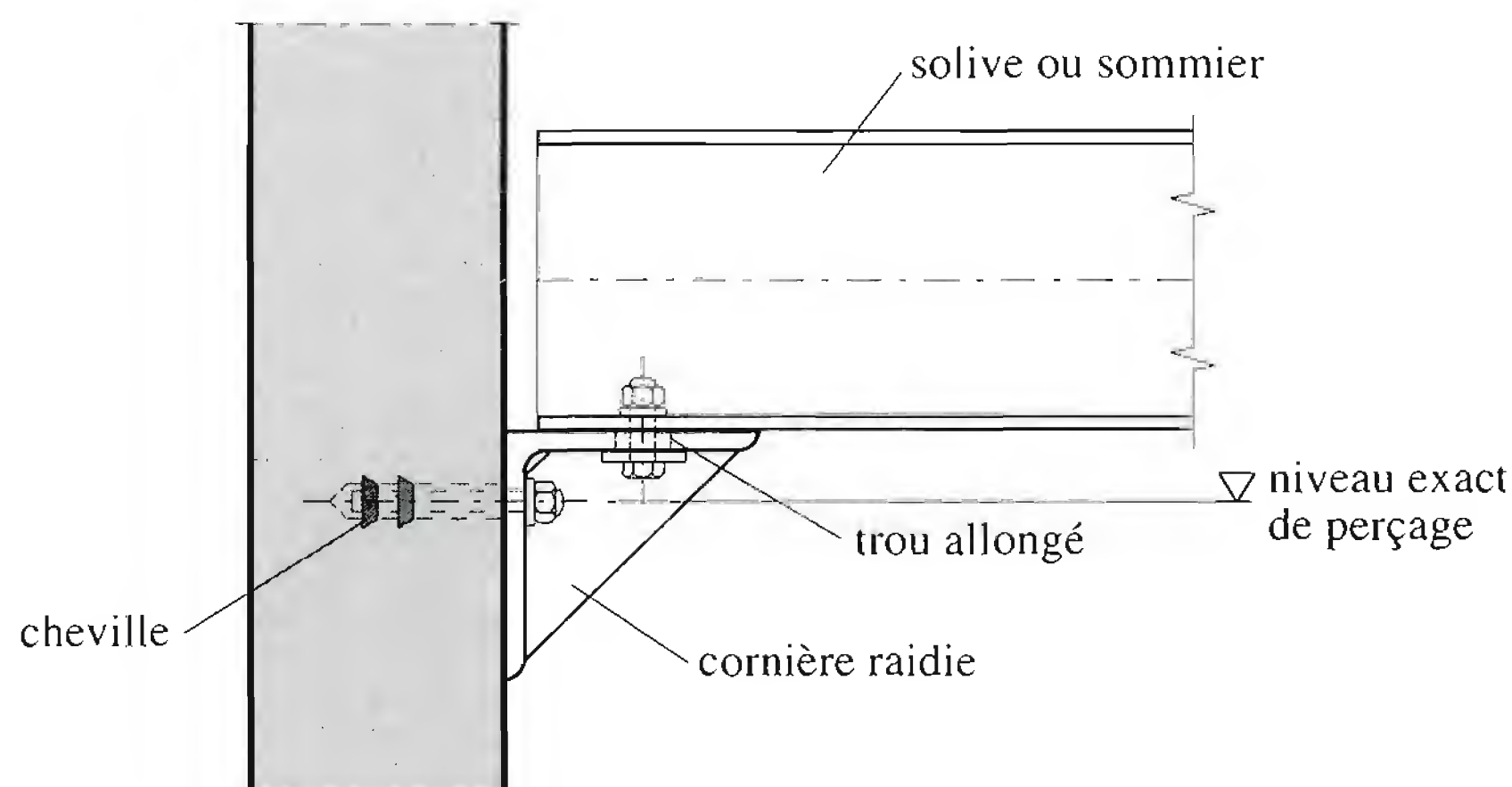


Fig. 4.52 Cornière d'appui.

Références

- [4.1] HART F., HENN W. et SONTAG H., *Structure acier, Bâtiments à étages*, Dominique Vincent et Cie, Paris, 1974.
- [4.2] Council On Tall Buildings And Urban Habitat, *Tall Buildings Systems and Concepts*, Monographs on Planning and Design of Tall Buildings, Volume SC, ASCE, New York, 1980.
- [4.3] SZS, Immeubles administratifs et commerciaux, Place Chauderon, Lausanne, Revue *Construire en acier* N° 15, Centre suisse de la construction métallique, Zurich, 1975, pp. 83-92.
- [4.4] ICOM, *Conception des structures métalliques / Partie G: Exemples constructifs*, EPFL, ICOM-Construction métallique, Lausanne, 1979 (2^e édition), pp. 4.2.1-4.2.4.
- [4.5] FELD, L.S., *Superstructure for 1350 ft. World Trade Center*, Civil Engineering ASCE, New York, vol. 41, n° 6, 1971, pp. 66-70.
- [4.6] IYENGAR, H.S., *Bundled-tube structure for Sears Tower*, Civil Engineering ASCE, New York, vol. 42, n° 11, 1972, pp. 71-75.
- [4.7] BAKKE, H.P., KLOIBER L.A. and NUHN A.C., *Staggered truss building system*, Civil Engineering ASCE, New York, 1969, pp. 56-59.
- [4.8] G. BIRKERTS & ASS., *Global Architecture, Federal Reserve Bank of Minneapolis*, edited by A.D.A. Edita, Tokyo, 1974.

5 Éléments secondaires



5.1 Introduction

Les éléments secondaires d'une halle ou d'un bâtiment sont les éléments de construction constituant essentiellement l'enveloppe, c'est-à-dire la toiture et les façades. Le terme *secondaire* ne qualifie pas l'importance de l'élément, mais son ordre d'apparition dans le processus de la construction. En effet, les éléments secondaires sont aussi importants que les éléments primaires et doivent être pris en considération dès le début de la conception globale, car ils peuvent influencer le choix de la structure porteuse principale.

L'enveloppe d'une halle ou d'un bâtiment est composée d'une structure porteuse (pannes, ossature de façade), d'une couche de remplissage (isolation, étanchéité), d'une couche de fermeture (couverture, bardage, peau) ainsi que des éléments d'ouverture (portes, fenêtres), d'éclairage (vitrages, coupoles) et d'évacuation des eaux (chéneaux). Les contreventements de façade et de toiture (voir sect. 3.3 et § 4.2.6) peuvent dans certains cas être considérés comme faisant partie de l'enveloppe, en particulier si le bardage ou la couverture (en tôle profilée) joue un rôle stabilisateur. La figure 5.1 présente la plupart des éléments secondaires constituant l'enveloppe d'une halle.

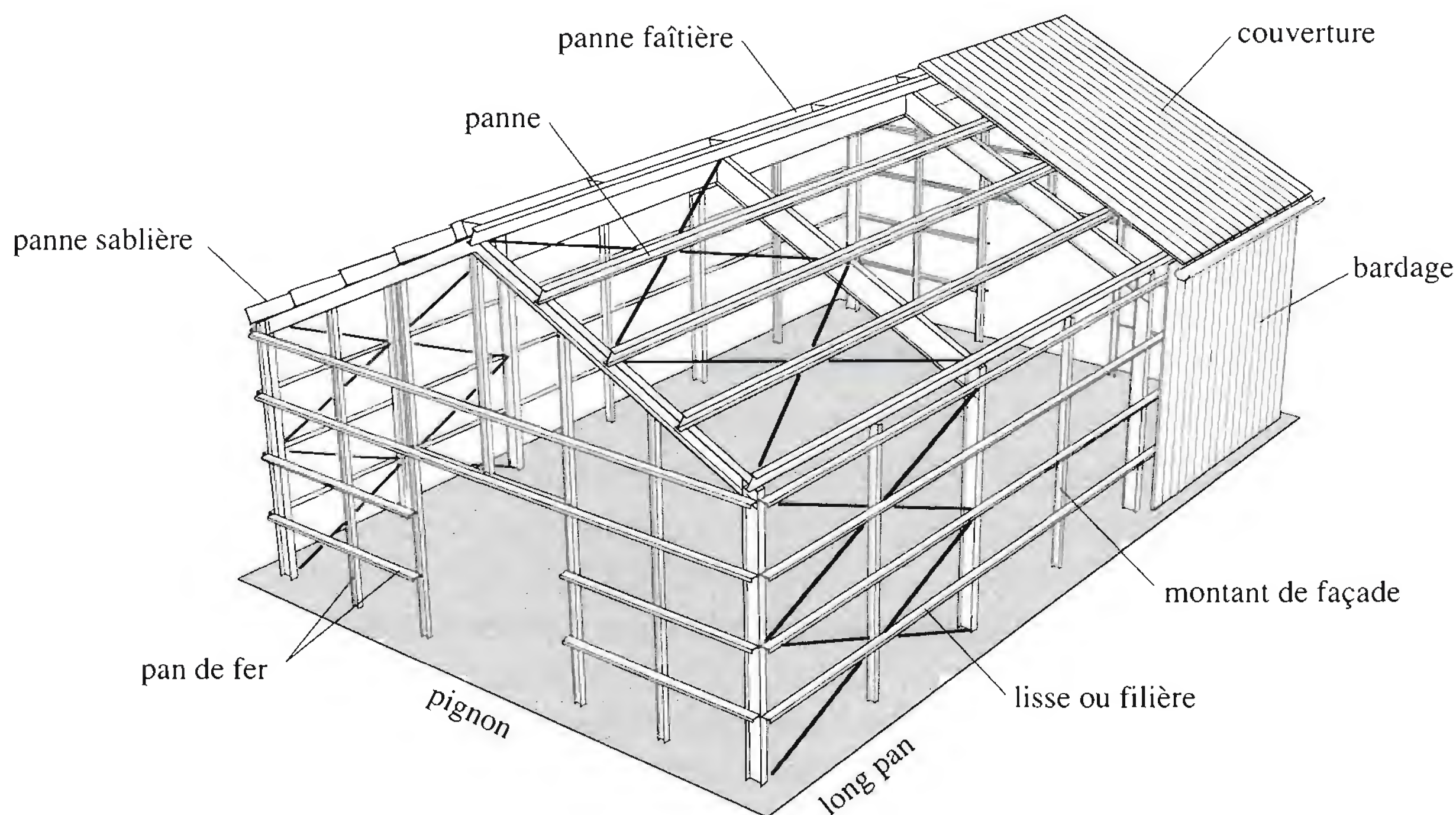


Fig. 5.1 Éléments secondaires constituant l'enveloppe d'une halle.

Nous traitons dans ce chapitre les éléments secondaires constituant l'enveloppe dans leurs fonctions porteuse et protectrice de l'ouvrage, soit les aspects relatifs à la sécurité structurale et à l'aptitude au service de ces éléments, tout en mentionnant les propriétés leur permettant de remplir ces fonctions [5.1] [5.2] [5.3]. La conception des éléments secondaires destinés à la manutention intérieure est traitée au chapitre 15 (Voies de roulement de ponts roulants).

Nous n'allons pas parler dans cet ouvrage des performances de l'enveloppe des bâtiments relatives à ce qu'il est courant d'appeler la *physique du bâtiment* (chauffage, climatisation, éclairage, isolation thermique, isolation phonique). Nous renvoyons pour cela le lecteur aux cours et aux ouvrages publiés par les spécialistes en la matière [5.4] [5.5] [5.6].

Nous présenterons d'abord dans ce chapitre les différentes fonctions de l'enveloppe des halles et des bâtiments (sect. 5.2), puis nous décrirons les différents éléments secondaires composant une toiture (sect. 5.3), une façade de halle (sect. 5.4) ou une façade de bâtiment à étages (sect. 5.5). Finalement nous donnerons quelques indications sur la prise en compte des tolérances dimensionnelles et des déformations dans la conception des façades (sect. 5.6).

5.2 Enveloppe

5.2.1 Fonctions principales

L'enveloppe d'une halle ou d'un bâtiment doit jouer plusieurs rôles, selon les besoins du maître de l'ouvrage et en fonction du type d'utilisation prévu (plan d'utilisation selon la norme SIA 160). Ces rôles sont les suivants :

Étanchéité. L'eau de pluie et de fonte des neiges doit être acheminée vers des points de descente d'eau. La probabilité de fuites vers l'intérieur est d'autant plus grande que la pente de la couverture est faible ; des pentes minimales doivent donc être fixées en fonction des matériaux de couverture. De plus, on doit faire tout particulièrement attention à l'accumulation d'eau sur les toits plats et à la formation de bouchons de glace dans les descentes d'eau.

Élément porteur. L'élément porteur doit supporter le poids de l'enveloppe, ainsi que les charges de neige et de vent. En ce qui concerne ces dernières, signalons qu'elles agissent souvent en dépression. Ce problème est particulièrement aigu aux bords et aux angles de l'enveloppe. En toiture, les couvertures légères doivent donc être fixées de façon adéquate ou lestées. Il est possible que les éléments porteurs de façade soient chargés de reprendre les effets de chocs de véhicules. Cependant, des barrières anti-chocs (glissières de sécurité) se révèlent en général plus économiques qu'un surdimensionnement de l'élément de façade.

Isolation. L'*isolation thermique* a pour rôle de freiner le flux de chaleur à travers l'enveloppe. L'*isolation phonique* a pour fonction de protéger les halles et bâtiments et leurs locaux contre les bruits provenant de l'intérieur ou de l'extérieur. Ces isolations, qui peuvent être communes et composées des mêmes matériaux, peuvent être intégrées directement dans l'élément porteur ou disposées en couches plus ou moins indépendantes.

Remarquons qu'il ne faut pas confondre l'*isolation phonique* avec le problème d'**absorption phonique** fréquemment rencontré dans les constructions à enveloppe métallique en raison des surfaces lisses et planes procurées par les revêtements en tôle. L'absorption phonique ne concerne généralement que l'intérieur des halles et bâtiments. Elle vise à réduire l'effet de résonance provoqué par la réverbération par le sol, par les parois et par le plafond des sons et des bruits émis par les activités se déroulant dans les locaux. L'isolation phonique est obtenue en assurant une parfaite étanchéité à l'air des surfaces délimitant le volume bâti. Par contre, l'absorption phonique des parois et plafonds est améliorée en choisissant des éléments (plateaux, tôles) comportant une perforation à la manière d'un tamis. Les surfaces ainsi traitées perdent en partie leur effet de *miroir phonique*. En cas d'utilisation de ces éléments perforés, il faut porter une attention particulière au pare-vapeur de la toiture et des façades.

Pare-vapeur. Cet élément constitue un film étanche à la vapeur d'eau destiné à éviter que l'air humide intérieur pénètre dans les couches d'isolation où il serait refroidi en dessous du point de rosée et transformé en eau de condensation. Il se trouve donc toujours du côté intérieur du bâtiment par rapport à l'isolation thermique.

Aspect intérieur. En ce qui concerne l'intérieur des halles et bâtiments, il arrive que la structure soit cachée par des faux-plafonds et des parois légères qui offrent également l'avantage de dissimuler d'inévitables gaines et conduites. Dans certains cas, une protection de l'isolation est nécessaire. La tendance actuelle est cependant de laisser apparentes aussi bien la structure porteuse que les installations techniques de chauffage, ventilation, etc. La couleur joue un rôle de plus en plus grand dans cette mise en valeur des éléments.

Aspect extérieur. Les éléments de façade jouent un rôle primordial dans l'aspect architectural d'une halle ou d'un bâtiment. Ils en constituent l'habillage et la décoration. En ce qui concerne les halles, la mise sur le marché de panneaux et de tôles métalliques prélaqués de formes et de couleurs très variées constitue un choix illimité de possibilités de réalisation architecturale.

5.2.2 Fonctions de la toiture

La toiture constitue la partie supérieure des halles (toiture plate ou inclinée) et des bâtiments à étages (en général toiture plate). La fonction de la toiture est double: d'une part elle doit assurer la reprise des charges (fonction porteuse) et d'autre part elle doit assurer le rôle de fermeture du bâtiment (fonction protectrice).

Du point de vue de la *fonction porteuse*, la toiture est soumise aux actions suivantes:

- poids propre (de la structure porteuse);
- charges permanentes: poids de la couverture (étanchéité, isolation, dalles, etc.);
- charges variables: terre végétale, bacs à fleurs, installations de nettoyage, charge utile en cas de toiture accessible, charge d'exploitation pour les travaux de nettoyage et d'entretien, actions climatiques (neige, vent), actions indirectes (variation de température).

Dans certains cas, la structure porteuse de la toiture est amenée à jouer le rôle de contreventement horizontal. Les efforts qui la sollicitent (dus au vent ou aux séismes) sont alors situés dans son plan.

Les *fonctions protectrices* de la toiture sont les suivantes:

- Etanchéité. La toiture doit être étanche à l'eau de ruissellement.
- Perméabilité. Le pare-vapeur empêche la diffusion de la vapeur d'eau.
- Isolation thermique. Elle constitue une limitation du transfert de chaleur.
- Isolation phonique. La toiture assure aussi la protection contre le bruit.

5.2.3 Fonctions de la façade

La façade constitue la partie verticale de l'enveloppe d'une halle ou d'un bâtiment. Les fonctions qui lui sont dévolues, analogues à celles de la toiture, se décomposent en fonction porteuse et fonction protectrice.

Du point de vue de la *fonction porteuse*, la façade est soumise aux actions suivantes:

- poids propre (de la structure porteuse) et poids des éléments non porteurs,
- efforts dus au vent (pression et dépression),
- efforts situés dans le plan de la façade (efforts dans les allèges, les poteaux de façade, les panneaux de façade, les contreventements intégrés à la façade, etc.),
- forces verticales provenant des planchers et de la toiture (fonction plutôt exceptionnelle).

A ce titre-là, les façades doivent satisfaire aux exigences de sécurité structurale et d'aptitude au service comme tout élément porteur d'une structure.

Les *fonctions protectrices* de la façade d'un bâtiment sont les suivantes :

- Etanchéité. Une façade doit être étanche à la pluie et à la neige, y compris sous l'effet de la pression du vent.
- Perméabilité. Une des fonctions importantes de la façade est la régulation de la teneur en vapeur d'eau de l'immeuble.
- Etanchéité à l'air. Une façade doit protéger contre le vent et parfois empêcher la sortie de l'air intérieur.
- Isolation thermique. La limitation de la transmission de chaleur est la fonction la plus importante de toute façade à fonctions complètes. Les façades lourdes permettent une accumulation d'énergie thermique assurant un certain équilibre naturel de température, alors que les façades légères, qui ne peuvent emmagasiner que peu de chaleur, assurent une bonne régulation thermique par un chauffage et un refroidissement appropriés. La protection contre le soleil des surfaces vitrées doit être assurée par des dispositifs fixes ou mobiles, extérieurs ou intérieurs, ou par des verres spéciaux agissant par réflexion.
- Isolation phonique. La façade doit assurer une bonne protection contre les bruits extérieurs (circulation routière, ferroviaire, avions, etc.). Les raccords entre éléments de façade doivent également empêcher la transmission du bruit d'un étage à l'autre ou d'un local à l'autre du même étage.
- Protection contre l'incendie. La façade doit essentiellement empêcher la propagation du feu d'un étage à l'autre. Elle peut également constituer la fermeture du nez de plancher au cas où celui-ci comprendrait en son milieu des éléments combustibles, de même que la fermeture de l'espace situé entre le faux-plafond et le plafond.
- Autres protections. La façade constitue également un garde-corps contre les chutes, un écran contre la vue, contre l'effraction, etc.

5.3 Toiture

5.3.1 Composition et types de toiture

La composition d'une toiture dépend de sa conception structurale ainsi que de ses fonctions (porteuse et protectrice). On distingue essentiellement deux *types de toiture* de halles et de bâtiments :

- les *toitures plates*, appelées aussi toitures humides, c'est-à-dire sans ventilation, ou chaudes, c'est-à-dire avec isolation extérieure ;
- les *toitures inclinées*, appelées aussi toitures sèches, c'est-à-dire comportant un espace de ventilation, ou froides, c'est-à-dire avec isolation intérieure.

La figure 5.2 donne un exemple de *composition* d'une toiture plate isolée (chaude) de bâtiment à ossature métallique. On y trouve les éléments suivants, de l'extérieur vers l'intérieur :

- le gravier de lestage ou le revêtement en dalles de béton si la toiture est accessible ;
- la couche de protection de l'étanchéité (feutre) ;
- l'étanchéité (lés bitumés en plusieurs couches ou lés en matière synthétique monocouche) ;
- l'isolation thermique (panneaux isolants en matière synthétique, en verre cellulaire ou en laine de verre à haute densité) ;

- le pare-vapeur (lé bitumé ou feuille de plastique) avec éventuellement une couche de support ou d'égalisation (panneaux en fibre de bois, carton bitumé, etc.);
- l'élément porteur plan (dalle en béton ou mixte, tôle profilée – appelée aussi support d'étanchéité); une dalle en béton léger peut également constituer, tout au moins partiellement, l'isolation thermique de la toiture;
- la structure porteuse (profilé métallique);
- le faux-plafond éventuel qui assure l'une ou plusieurs des fonctions suivantes: finition, garniture, protection contre le feu, absorption phonique.

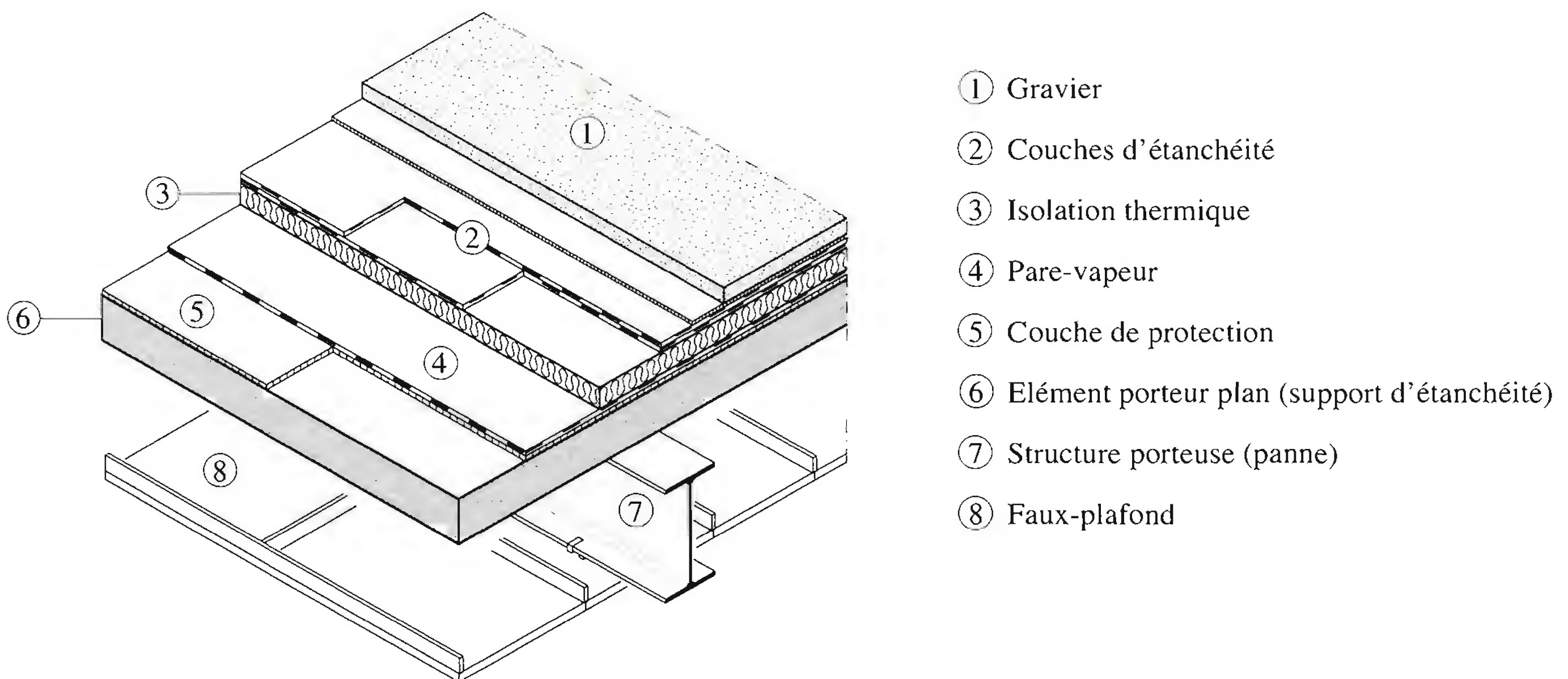


Fig. 5.2 Exemple de composition d'une toiture plate avec isolation thermique.

La figure 5.3 présente trois exemples de composition d'une toiture métallique de halle :

- toiture inclinée avec structure porteuse typique constituée de pannes (éventuellement tenues latéralement par des échantignoles) et couverture en tôle profilée (fig. 5.3(a));
- toiture plate avec support d'étanchéité en tôle profilée à grandes nervures et couverture isolée (fig. 5.3(b)); la tendance représentée sur cette figure consiste à utiliser comme éléments porteurs des tôles capables de franchir directement la distance entre les fermes, ce qui permet de supprimer les pannes;
- toiture inclinée avec ferme à treillis et couverture en plaques ondulées en fibrociment de faible portée sur sous-structure porteuse intermédiaire, composée de chevrons et de lattes en bois, disposée sur les pannes pouvant alors être plus fortement écartées (fig. 5.3(c)).

5.3.2 Éléments protecteurs (étanchéité, isolation, pare-vapeur)

L'étanchéité peut être réalisée par l'élément de couverture lui-même (exemple: tôle, tuile, panneau fibrociment, panneau sandwich). On notera que ces matériaux sont parfaitement étanches en eux-mêmes, mais que leur assemblage par recouvrement ne garantit pas une imperméabilité à 100%. En effet, en cas d'exigences élevées quant à l'utilisation des locaux couverts, des remontées d'eau par l'action du vent ou par capillarité nécessitent la prise de dispositions particulières. L'une de ces mesures consiste à augmenter

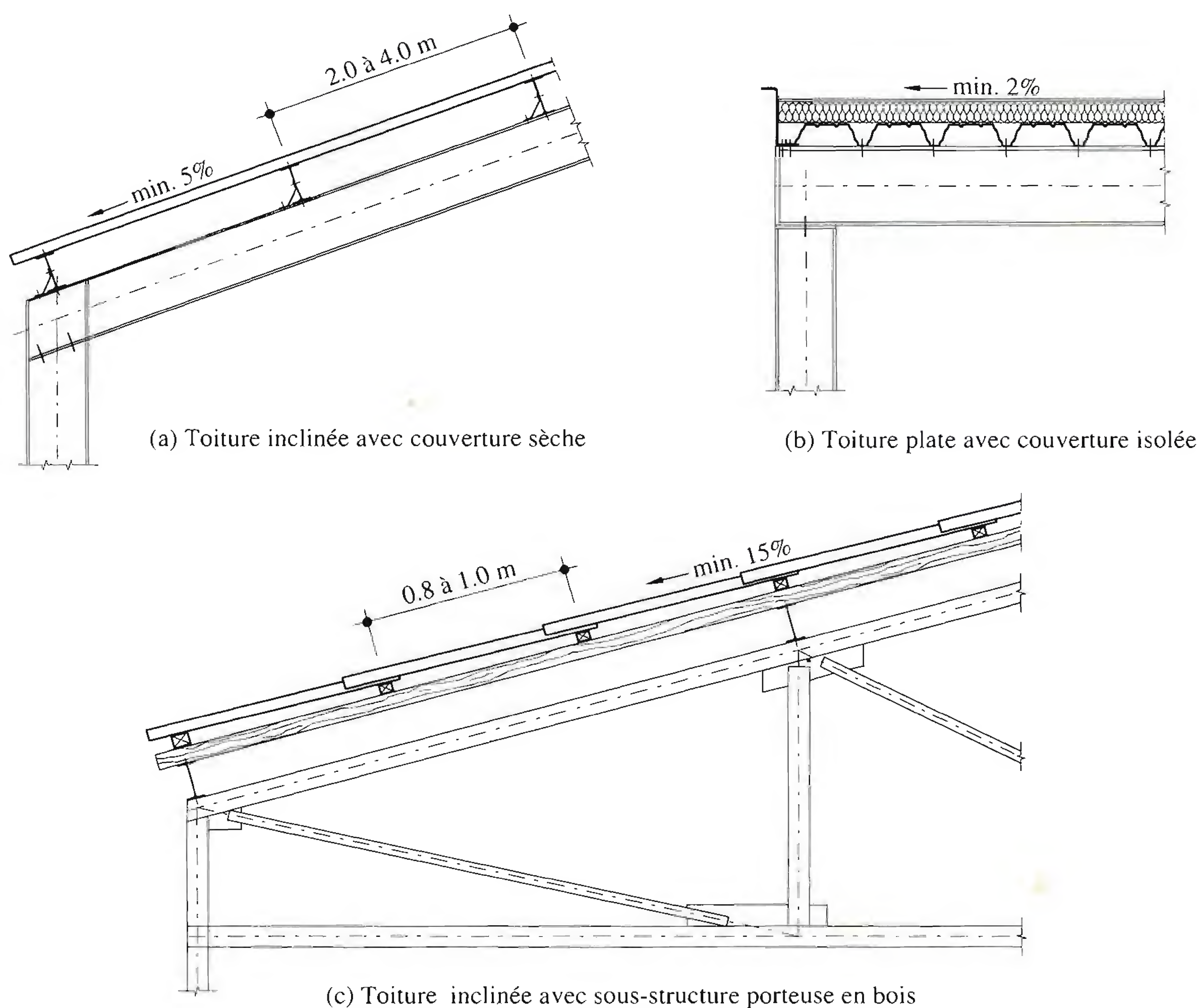


Fig. 5.3 Exemples de composition d'une toiture métallique de halle.

la pente du toit au-delà des minima recommandés par les directives professionnelles. Cette mesure devrait s'accompagner par la mise en place de joints adhésifs assurant, grâce à des vis de couture, une bonne étanchéité des recouvrements longitudinaux et transversaux des tôles. Si la toiture comporte une *isolation*, le moyen le plus sûr, pour garantir une étanchéité totale, consiste à mettre en œuvre une couche supplémentaire appelée sous-toiture. Réalisée au moyen de panneaux en fibre de bois ou au moyen de lés en matière synthétique, cette couche drainera vers les chéneaux l'eau résiduelle filtrant au travers de la couverture. L'étanchéité peut également être réalisée par un élément réservé uniquement à cet effet: multicouche (de carton bitumé), couche plastique (sous forme de feuilles), etc. Cette dernière catégorie s'appliquant essentiellement aux toitures plates est souvent connue sous le nom de *couverture type peau*.

L'*isolation intégrée* peut être constituée par un élément porteur en béton léger composé d'agréats légers et isolants (argile expansée, copeaux de bois, matériaux synthétiques expansés par exemple) ou par des couches de laine de verre, laines minérales, mousses expansées, etc.

Le *pare-vapeur* peut être constitué par exemple par du carton bitumé, des feuilles plastiques ou des feuilles métalliques. Si le pare-vapeur est posé sur une tôle profilée, la surface portante offerte par une aile supérieure de la tôle doit être au minimum deux fois plus large que le vide séparant deux ondes consécutives. En effet, si la largeur de ce vide est trop importante, le pare-vapeur et l'isolation s'affaissent dans le creux d'onde et risquent de se déchirer. Une couche de support (panneaux de fibre de bois) doit alors être placée sur la tôle.

5.3.3 Éléments porteurs (les pannes)

La structure porteuse d'une toiture usuelle est constituée de pannes reposant sur les traverses de cadres ou sur les fermes. Le rôle principal de cette structure est de supporter la couverture et de transmettre les charges aux cadres ou aux fermes. Les pannes doivent souvent jouer d'autres rôles :

- elles lient les traverses ou les fermes entre elles et avec le contreventement de toiture, assurant ainsi la stabilité des cadres hors de leur plan en augmentant la résistance au déversement des traverses (§ 3.3.4);
- elles transmettent au contreventement de toiture une partie des efforts dus au vent agissant sur le pignon;
- certaines d'entre elles constituent les membrures ou les montants des contreventements de toiture.

L'entraxe des pannes varie en fonction du type d'élément de toiture prévu, pratiquement de 1 m (plaques ondulées en fibrociment sans sous-structure) à 4 m (tôles profilées). L'entraxe des fermes, c'est-à-dire la portée des pannes, se situe entre 6 et 9 m pour les profilés laminés et peut atteindre 12 à 15 m pour les poutres à treillis.

Lorsque la toiture est plate, les pannes, dont l'âme est dans ce cas verticale, sont fléchies essentiellement selon leur axe fort; on utilise alors en général des profilés IPE qui conviennent bien à ce type de sollicitation. Lorsque la toiture est inclinée, on peut disposer les pannes soit verticalement (fig. 5.4(a)), soit perpendiculairement à la toiture (fig. 5.4(b)). Pour des raisons d'équilibre, la première solution est la meilleure, car les charges importantes (poids propre, neige) agissent verticalement dans le plan de l'âme des pannes. Pour des raisons de construction par contre, on préfère le plus souvent incliner les pannes, ce qui crée alors une sollicitation hors du plan de l'âme plus importante que dans le cas précédent et ce qui nécessite la mise en place d'échantignoles. Les profilés HEA peuvent dans ce cas s'avérer plus économiques (fig. 5.4(c)).

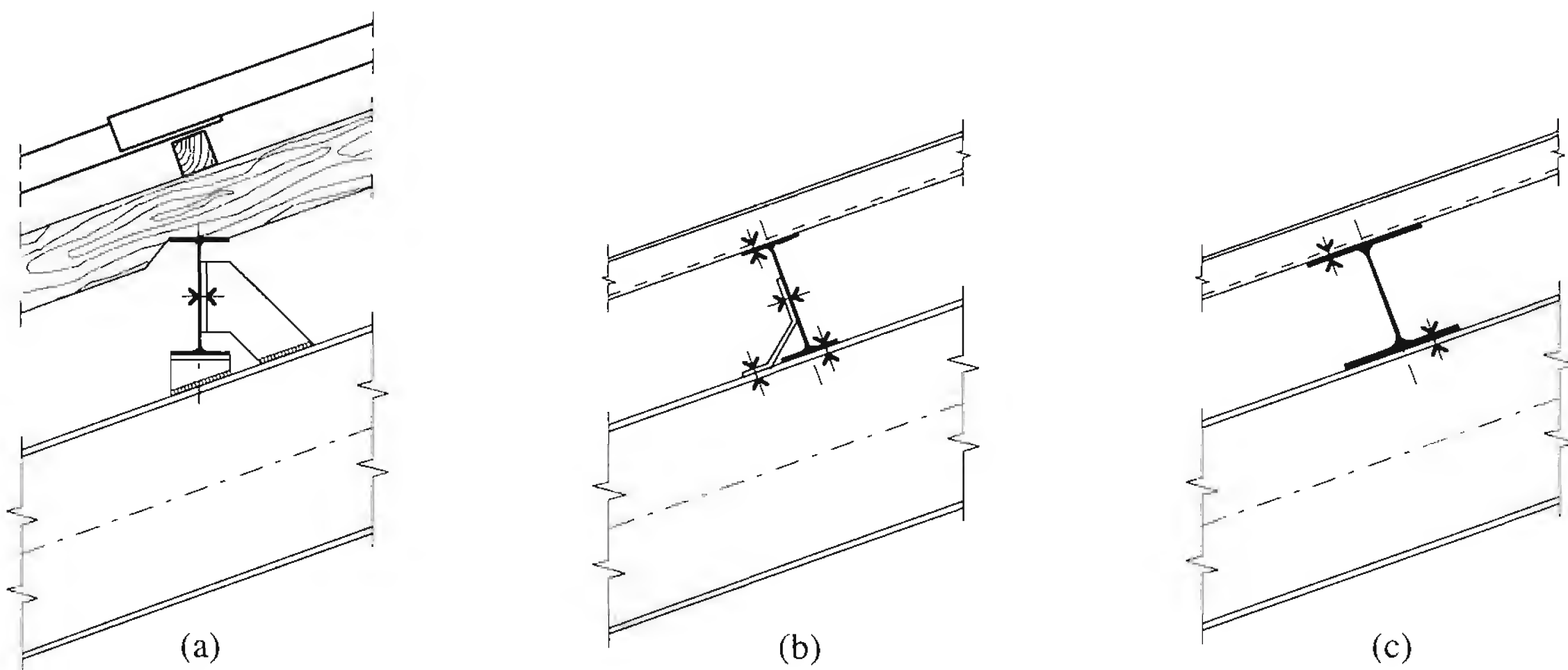


Fig. 5.4 Pannes sur toiture inclinée.

Les sollicitations parallèles et perpendiculaires provoquent la flexion gauche des pannes, surtout des pannes inclinées (sect. 8.2). En cas d'utilisation de profilés IPE, de faible résistance selon l'axe perpendiculaire au plan de l'âme, il est possible de réduire ce genre de sollicitations en faisant participer la tôle

de couverture à la résistance dans le plan de la toiture (sect. 14.4). Si la couverture n'est pas en mesure de reprendre de tels efforts (tuiles, plaques fibrociment), il est alors possible de disposer des liernes (barres rondes, câbles ou fers plats) situées dans le plan de la toiture et perpendiculaires aux pannes. Ces liernes constituent pour les pannes des appuis latéraux intermédiaires et transmettent les forces parallèles au plan de la toiture jusqu'au sommet des fermes, par l'intermédiaire de tirants. La figure 5.5 montre une façon de réaliser de tels appuis ainsi que les détails de fixation des liernes sur les pannes et des tirants sur les fermes. Ces liernes représentent un important travail de fabrication et de montage et ne devraient être utilisées que s'il n'existe pas de solutions plus simples.

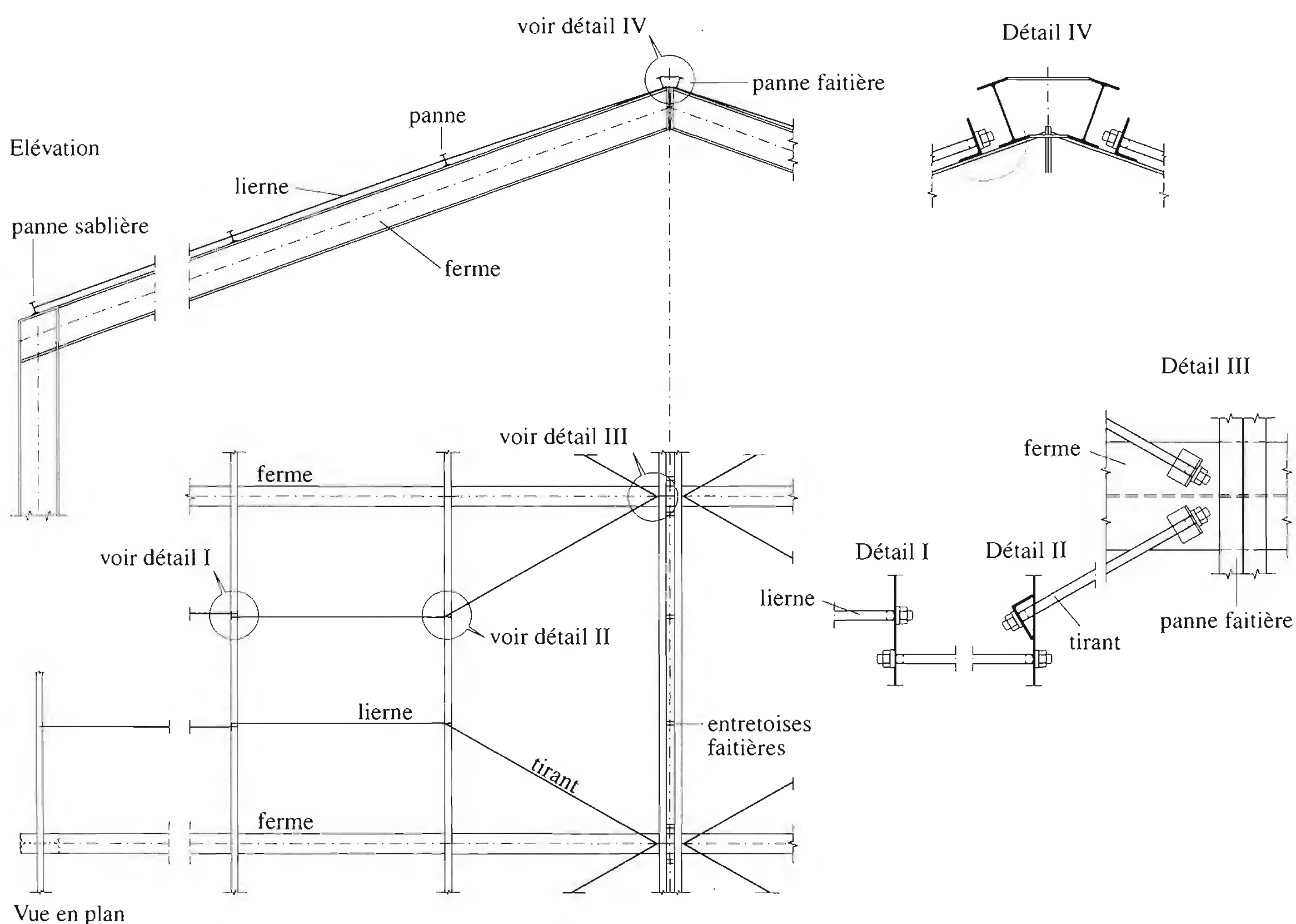


Fig. 5.5 Exemple de pannes avec liernes et tirants.

On utilise de plus en plus, dans les charpentes métalliques de halles, des pannes réalisées à l'aide de profils minces formés à froid. Etant donné la faible épaisseur de ces éléments et leur faible rigidité à la torsion, les dispositifs de fixation et d'assemblage sont différents de ceux utilisés avec les profilés laminés à chaud. Les profils à froid en Z en particulier possèdent l'avantage d'être emboîtables, ce qui permet de résoudre efficacement le problème de la continuité sur appui. La figure 5.6 présente quelques exemples typiques de tels éléments ainsi que les détails de construction adoptés sur appui.

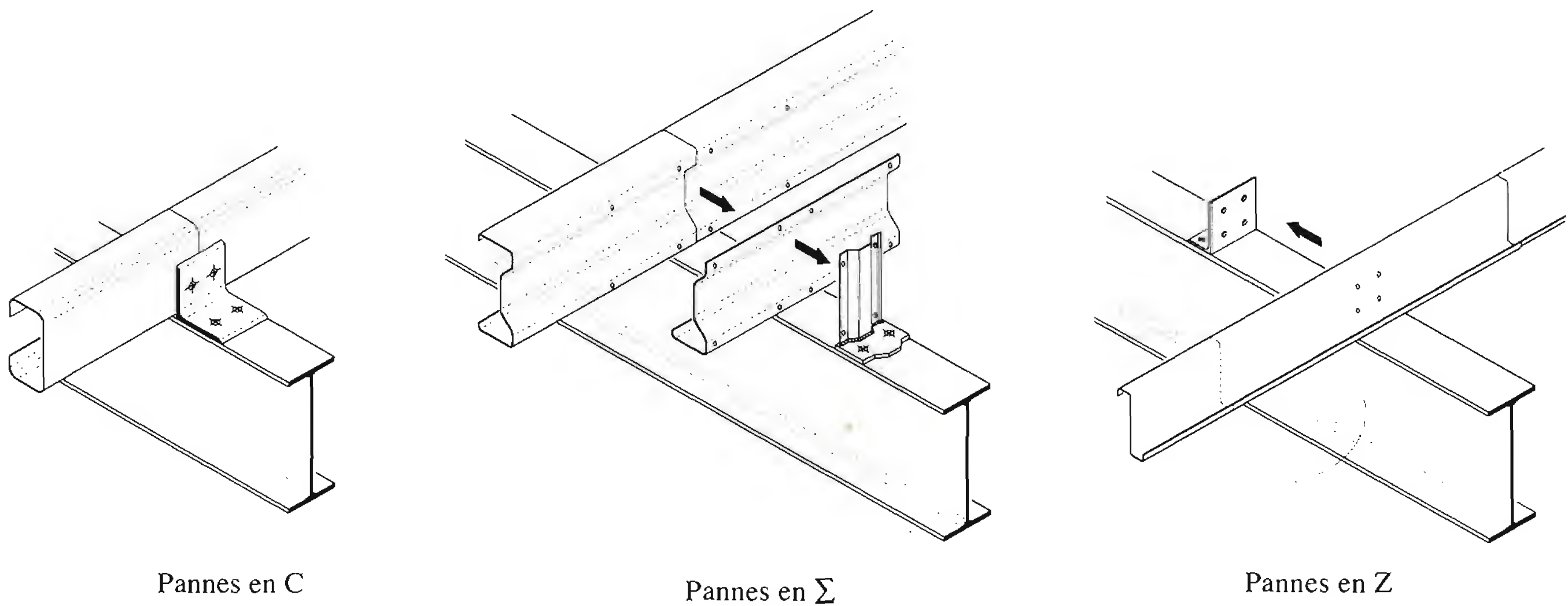


Fig. 5.6 Pannes en profils minces formés à froid.

Assemblages

Les pannes sont assemblées aux traverses de cadres ou aux membrures de fermes par boulonnage (fig. 5.7(a)). Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le basculement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignoles (fig. 5.7(b)). La figure 5.7(c) montre un exemple de liaison des pannes faîtières. Enfin la figure 5.7(d) montre des joints de montage articulés de pannes, le deuxième étant prévu au droit d'un joint de dilatation et permettant de ce fait un déplacement dans le sens de l'axe de la panne.

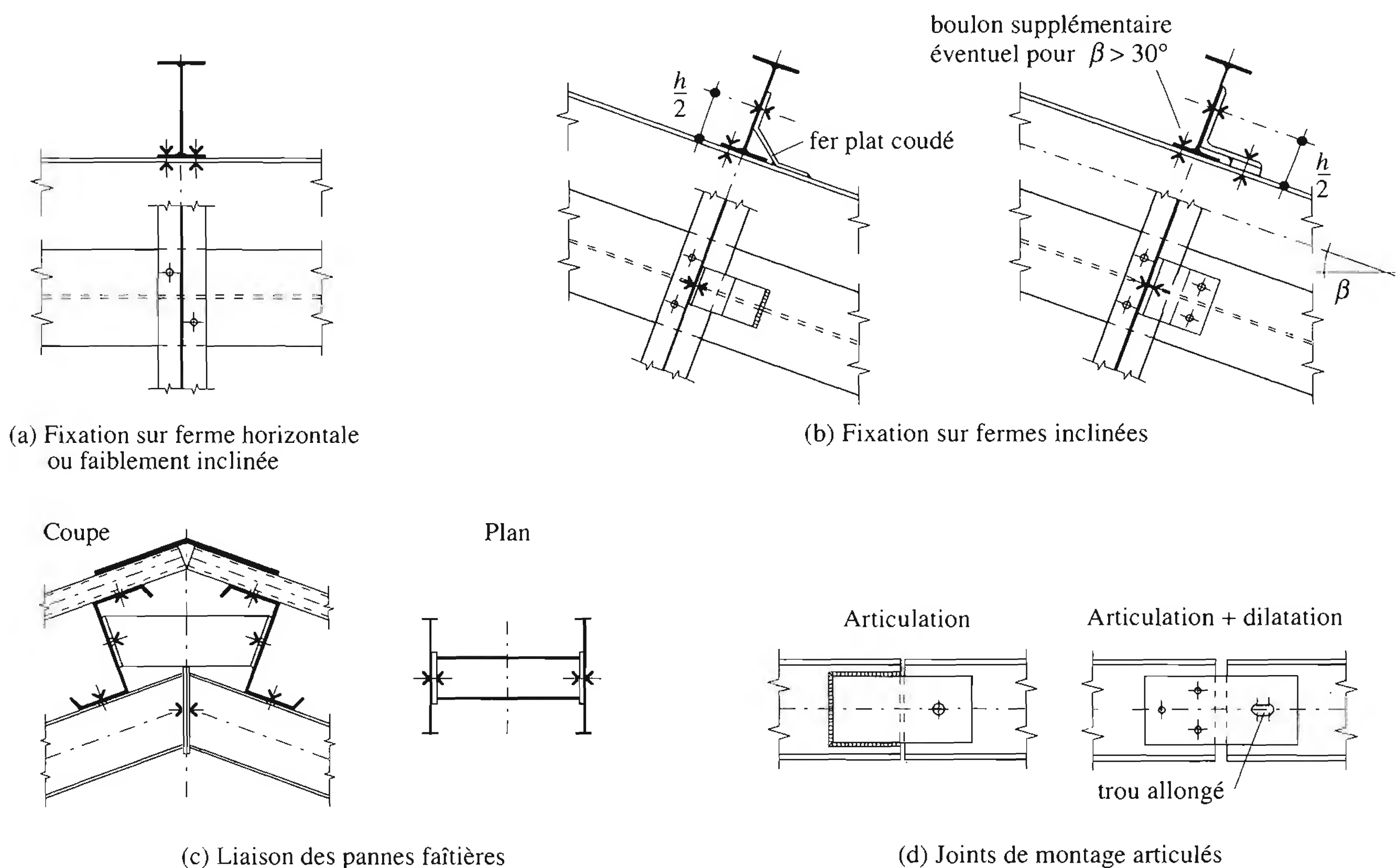


Fig. 5.7 Exemples d'assemblages de pannes.

5.3.4 Toitures plates

Le support de ces toitures peut consister en une charpente traditionnelle en acier composée de poutres et de pannes surmontées de tôles profilées (on parle alors d'une toiture métallique), ou être créé par une dalle en béton qui remplace dans ce cas le porteur plan procuré par les tôles. Un acrotère (remontée de la façade) d'une hauteur minimale de 120 mm, percé de dégorgeoirs (trop-plein) délimite le périmètre de telles toitures. Afin d'assurer l'écoulement des eaux, la pente du support, donnée de préférence par l'inclinaison des poutres ou de la dalle plutôt que par des chapes de pente, doit être d'au moins 1.5%. Pour garantir cette valeur minimale et prévenir toute accumulation d'eau (effet de mare), les éléments porteurs doivent parfois comporter une contreflèche. Suivant les matériaux mis en œuvre et leur disposition, on peut distinguer les *toitures plates non isolées*, *isolées* et *inversées*.

Toitures plates non isolées

Dans ce type de toiture (fig. 5.8(a)), l'étanchéité est réalisée soit par des lés bitumés collés en plein (c'est-à-dire sur toute la surface) directement sur la dalle, soit par des lés en matière synthétique posés librement sur une couche d'égislation dont le rôle est d'empêcher que les aspérités de la dalle blessent l'étanchéité. Pour éviter l'arrachement de ces couches par la dépression du vent, des fixations mécaniques (clous), ou un lestage de la toiture, sont nécessaires. Le lestage doit atteindre une masse de 100 kg/m² et peut être constitué de dalles en béton de 4 cm d'épaisseur pour les zones de toiture accessible ou d'un lit de gravier rond d'une épaisseur de 5 cm pour les autres zones (accès pour l'entretien seulement). Il est à relever que certains règlements de construction rendent obligatoire le lestage des couches d'étanchéité des toitures et proscrivent tout autre moyen de fixation. Afin de protéger l'étanchéité contre la perforation par les dalles ou le gravier, une couche de protection (feutre) est placée entre les deux éléments.

L'absence d'isolation peut engendrer la formation d'eau de condensation sur la face inférieure des éléments porteurs de couverture (tôle profilée). Afin d'éviter que cette eau tombe goutte à goutte, il est possible de recourir à un traitement anti-condensation de la face inférieure des tôles. Constituée d'une feutrine collée en usine sur les tôles profilées ou d'une peinture appliquée sur chantier, ces traitements ne fonctionnent que si l'espace couvert est bien ventilé (pas de fermeture sur deux côtés au moins). Cette contrainte est nécessaire pour que ce revêtement puisse sécher au plus vite lorsque les conditions climatiques le permettent.

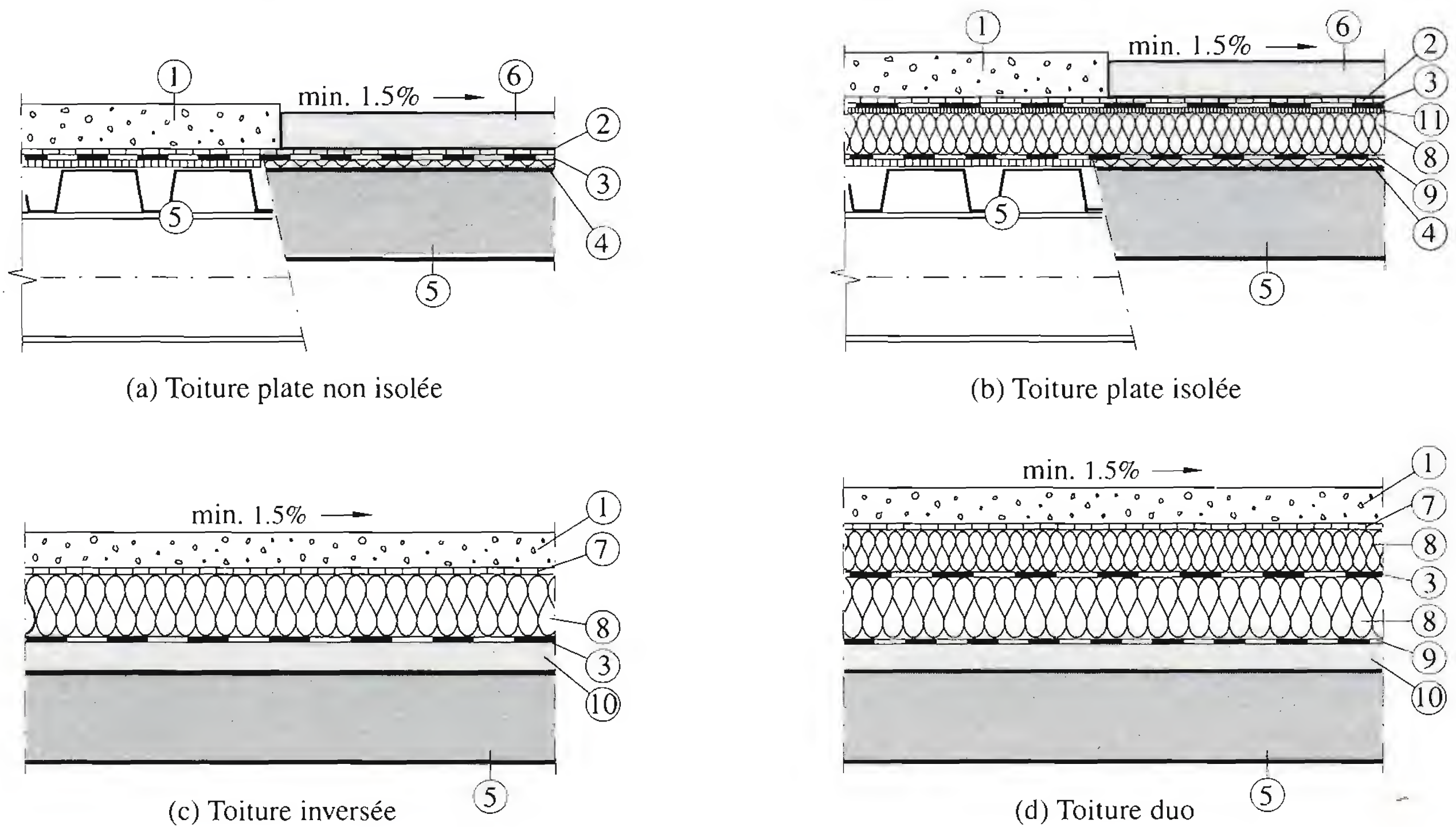
Toitures plates isolées

La présence d'une isolation dans ce type de toiture (fig. 5.8(b)) rend obligatoire la mise en œuvre d'un pare-vapeur. Sur une dalle en béton, ces pare-vapeur constitués de lés bitumés ou de feuilles synthétiques intègrent directement une couche de protection. Si le support de la toiture est réalisé au moyen d'une tôle, celle-ci pourrait normalement jouer le rôle de pare-vapeur. Comme mentionné au paragraphe 5.3.2, sans précautions particulières, les recouvrements des tôles ne sont pas étanches et le pare-vapeur constitué d'une couche indépendante reste nécessaire.

L'isolation, d'une épaisseur comprise dans la plupart des cas entre 60 et 150 mm, selon les conditions climatiques du lieu, le matériau utilisé et les exigences du maître de l'ouvrage, doit présenter une bonne résistance à la compression. Les mousses polyuréthanes, les polystyrènes expansés et les mousses phénoliques conviennent bien pour ce genre de toiture. En cas d'utilisation de laine minérale ou de laine de

verre, il faut les prévoir à très haute densité. Suivant les matériaux mis en œuvre, il peut survenir des incompatibilités entre ceux-ci, ce qui nécessite une couche de séparation entre l'isolation et l'étanchéité.

Dans ce type de toiture, on rencontre un cas particulier: les *toitures compactes*. L'isolation est alors constituée de panneaux de verre cellulaire collés à chaud sur le support au moyen de bitume. Les joints de panneau sont scellés de la même façon au bitume et comme le verre cellulaire est étanche, le pare-vapeur est superflu. L'étanchéité bitumée est collée en plein sur l'isolation assurant ainsi la *compacité* de la toiture. L'avantage de ce procédé réside dans la possibilité de tailler les panneaux de verre cellulaire pour former des pentes en cas de structure porteuse horizontale. Par ailleurs ce matériau offre une très bonne résistance à la compression ainsi qu'une incombustibilité totale. Toutefois le prix élevé du verre cellulaire, sa fragilité lors de la pose nécessitant une main d'œuvre spécialisée, ainsi que les importants volumes de bitume assurant les différents collages, augmentent de façon sensible le coût de telles toitures.



- | | | | |
|------------------------|--|--------------------|-------------------------------------|
| ① Gravier de lestage | ④ Couche de support sur tôle ou couche d'égalisation sur dalle | ⑥ Dalles en béton | ⑨ Pare-vapeur |
| ② Feutre de protection | ⑤ Support (tôles-pannes ou dalle en béton) | ⑦ Couche filtrante | ⑩ Chape de réglage |
| ③ Etanchéité | | ⑧ Isolation | ⑪ Couche de séparation (éventuelle) |

Fig. 5.8 Toitures plates.

Toitures inversées

Dans ce type de toiture (fig. 5.8(c)), l'étanchéité est placée sous l'isolation. L'avantage découlant de cette manière de faire est double. D'une part, l'étanchéité assure, en raison de sa position par rapport à l'isolation, le rôle de pare-vapeur. D'autre part, l'étanchéité, constituant l'élément le plus important en regard des dégâts causés à la toiture en cas d'éventuel dysfonctionnement, est protégée mécaniquement et thermiquement non seulement par la couche de gravier de lestage ou par les dalles, mais aussi par l'isolation. Cette conception procure donc une meilleure durabilité à la toiture.

L'isolation est séparée du gravier de lestage au moyen d'une couche filtrante. La présence d'eau au niveau de l'isolation rend obligatoire le choix d'un matériau constitué d'une mousse rigide, non absorbante, de préférence à base de polystyrène extrudé. L'inconvénient majeur de ce type de toiture est la difficulté de détecter les fuites éventuelles dues à un défaut de l'étanchéité.

Un cas particulier de la toiture inversée est la *toiture duo*. Dans ce type de toiture (fig. 5.8(d)), l'isolation est divisée en deux couches séparées par l'étanchéité. Suivant l'épaisseur de la première couche d'isolation, un pare-vapeur est nécessaire. On peut donc dire que la toiture duo est une combinaison de la toiture usuelle isolée et de la toiture inversée.

5.3.5 Toitures inclinées

Ces toitures ont généralement un support constitué d'une charpente métallique ou d'une charpente en bois, plus rarement d'une dalle en béton. La pente de la toiture doit être d'au moins 5%. Au pied de chaque pan, ces toitures sont le plus souvent équipées de chéneaux, apparents ou incorporés dans le sommet de la façade. Un acrotère prolonge parfois les façades afin de donner à la halle ou au bâtiment l'allure d'une construction à toit plat.

Suivant les matériaux mis en œuvre, on distingue les *toitures inclinées non isolées* et les *toitures inclinées isolées* (avec *isolation autoportante*, à *double tôle* ou en *panneaux sandwichs*).

Toiture inclinée non isolée

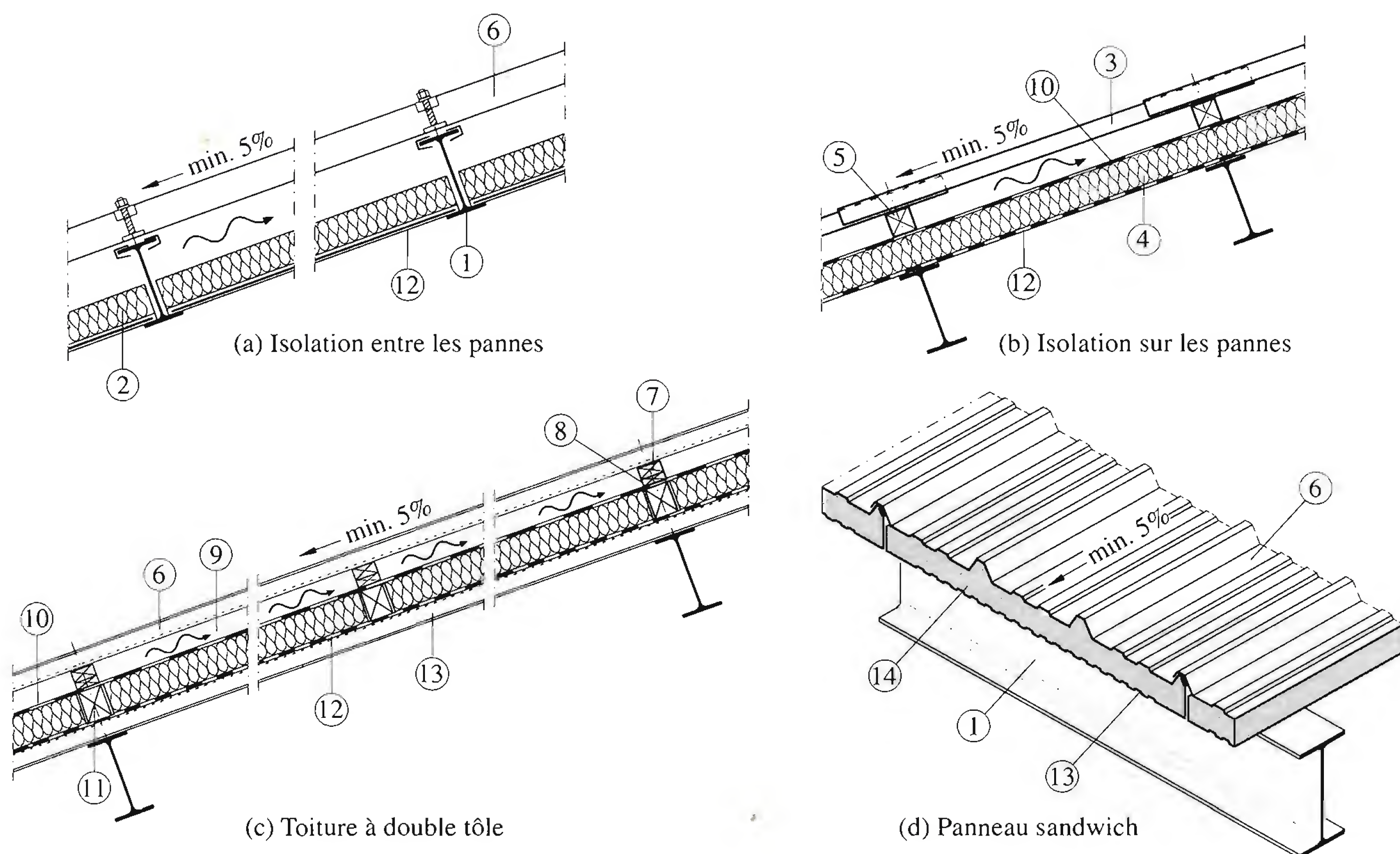
C'est la toiture la plus simple que l'on peut concevoir. Les éléments de couverture sont posés sur les pannes ou sur une sous-structure en bois si l'on a recours à des tuiles ou à des petites plaques planes en fibrociment (voir fig. 5.3). On se référera aux toitures plates non isolées (§ 5.3.4) pour les problèmes de condensation liés à ce type de couverture.

Toiture inclinée avec isolation autoportante

Si les pannes ne sont pas trop écartées, ce qui est le cas lors de l'utilisation d'un revêtement en plaques ondulées en fibrociment, ou si une sous-structure est mise en œuvre, il est possible d'insérer entre les pannes des panneaux d'isolation (fig. 5.9(a)). Ces panneaux peuvent être de faible densité mais doivent toujours être livrés avec un pare-vapeur collé sur une des faces. En raison des ponts thermiques créés par les pannes et le manque de continuité du pare-vapeur, cette solution ne s'applique qu'aux locaux où les exigences d'utilisation ne sont pas élevées (dépôts, ateliers). En cas d'exigences plus sévères, on peut choisir une isolation rigide, pourvue sur sa face inférieure d'un pare-vapeur et sur sa face supérieure d'une couche faisant office de sous-toiture. Sa résistance à la compression permet de transmettre les charges provenant du revêtement de toiture au travers de lambourdes. On peut donc placer ces éléments sur les pannes, assurant ainsi la continuité de l'isolation et du pare-vapeur (fig. 5.9(b)).

Toiture inclinée à double tôle

Dans ce genre de toiture (fig. 5.9(c)), la tôle inférieure doit offrir une bonne capacité portante. Ceci permet d'avoir un écartement des pannes important, ainsi qu'un report des charges provenant du revêtement



- | | | |
|----------------------|--------------------------------|------------------------|
| ① Panne | ⑥ Tôle supérieure (couverture) | ⑩ Sous-toiture |
| ② Isolation | ⑦ Lambourde supérieure | ⑪ Lambourde inférieure |
| ③ Plaque fibrociment | ⑧ Cale ponctuelle | ⑫ Pare-vapeur |
| ④ Isolation rigide | ⑨ Espace de ventilation | ⑬ Tôle inférieure |
| ⑤ Lambourde | | ⑭ Noyau isolant |

Fig. 5.9 Toitures inclinées.

de toiture (tôle supérieure) au travers des lambourdes. Si l'on choisit d'incorporer une sous-toiture, deux niveaux de lambourdes sont alors nécessaires. Les lambourdes créent également un espace de ventilation entre l'isolation et la tôle supérieure. La continuité de cet espace doit être garantie par des détails de construction adéquats: prise d'air en pied de pan de toiture, faîtière ventilée, cales sous lambourdes, etc.

Toiture inclinée en panneaux sandwichs

Les panneaux sandwichs (fig. 5.9(d)) offrent l'avantage de rassembler en un seul élément les trois rôles principaux d'une toiture, soit le pare-vapeur, l'isolation et l'étanchéité. Pourvus d'une bonne capacité portante en raison de l'effet mixte entre les tôles et le noyau isolant (sect. 7.3), ces panneaux permettent un écartement des pannes relativement grand et représentent surtout un gain de temps appréciable au montage. Le point faible de ces éléments est l'étanchéité des joints. Une très grande attention doit

donc être portée à ce point, par exemple en renforçant l'imperméabilité des recouvrements longitudinaux et transversaux au moyen de joints adhésifs et de vis de couture.

5.3.6 Eclairage zénithal

Conception

L'éclairage zénithal est un moyen intéressant d'utiliser la lumière naturelle à l'intérieur d'une halle ou d'un bâtiment. Pour être optimal, un tel dispositif d'éclairage naturel doit être prévu dès la conception du bâtiment, conjointement aux questions énergétiques (chauffage, ventilation, lumière artificielle). Afin d'utiliser au mieux cette source de lumière primaire, la conception d'un éclairage zénithal doit répondre à certaines règles. La principale est d'ordre géométrique (fig. 5.10) et peut s'exprimer de la manière suivante: la largeur moyenne d'un volume éclairé de manière zénithale devrait représenter au moins la moitié de sa hauteur si l'on veut tirer un parti maximal de ce puits de lumière.

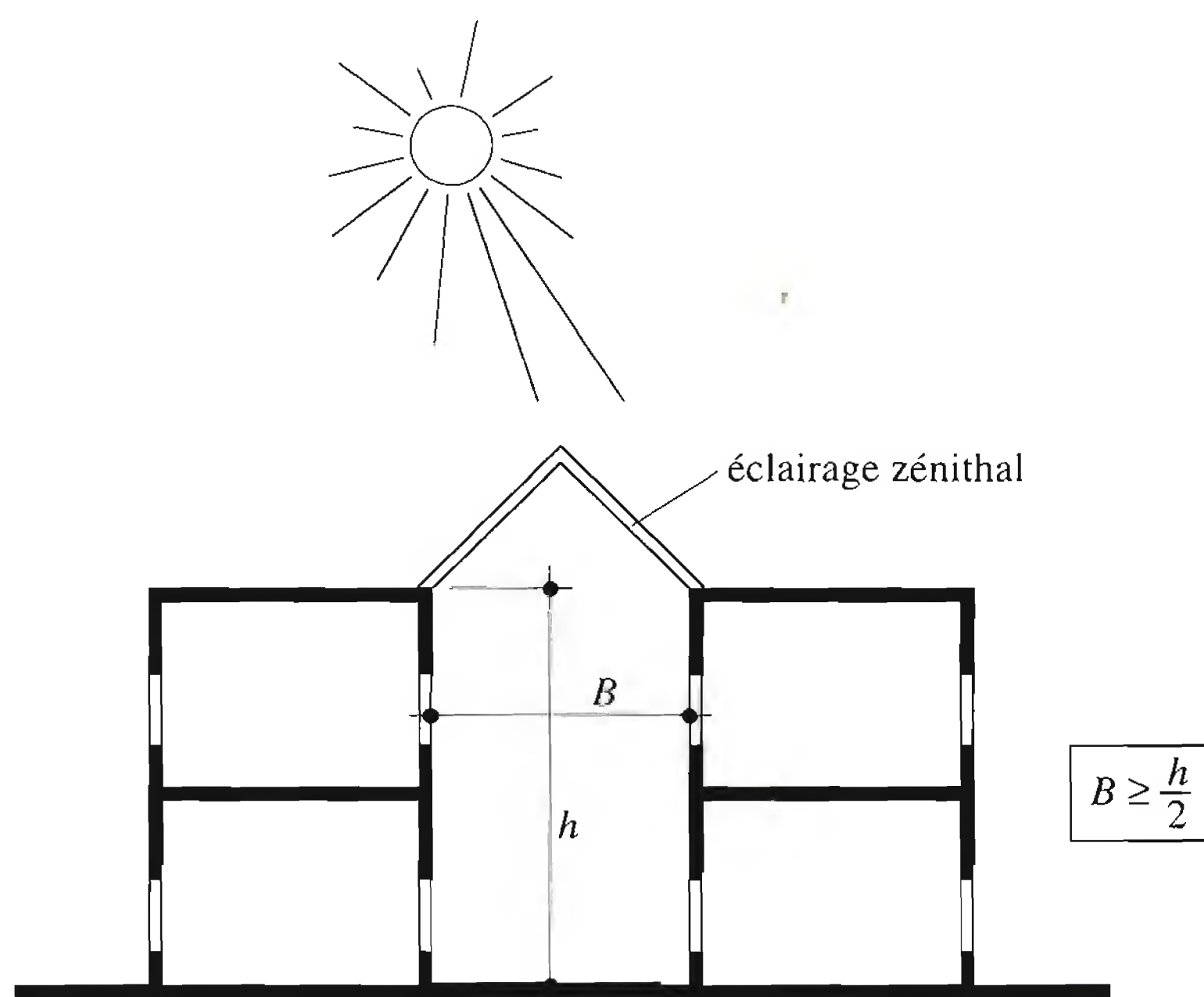


Fig. 5.10 Règle géométrique relative à un éclairage zénithal.

Parmi les autres règles à respecter lors d'une telle conception, citons notamment les suivantes :

- L'étanchéité des joints se trouvant à la jonction entre les dispositifs d'éclairage zénithal et la toiture du bâtiment doit être conçue avec soins et demande une étude approfondie.
- Tout local éclairé de manière zénithale doit posséder un système de ventilation (naturelle ou artificielle) adéquat permettant de prévenir tout échauffement important.
- Le coefficient de conductibilité thermique des éléments en verre ou en thermoplastique constituant la partie transparente d'un dispositif d'éclairage zénithal doit être choisi suffisamment élevé afin d'éviter la condensation. Le choix du type de matériau translucide nécessite donc une étude particulière. Afin de prévenir toute formation d'humidité près des éléments d'éclairage zénithal, l'isolation thermique à l'endroit des joints doit être conçue avec soins.
- Le rayonnement solaire direct des locaux de travail, bureaux, etc. doit être limité, car il peut représenter une gêne considérable.

En général, il est possible d'intégrer à tous les systèmes d'éclairage zénithal des éléments ouvrants destinés à procurer une ventilation naturelle des locaux. De plus, ces ouvrants peuvent être utilisés comme évacuateurs de fumée en cas d'incendie.

Types

Les nombreux types d'éclairage zénithal peuvent être groupés en cinq catégories (fig. 5.11) :

- les bandes lumineuses,
- les coupoles,
- les lanterneaux,
- les verrières,
- les vitrages de shed.

Les *bandes lumineuses* (fig. 5.11(a)) consistent en des tronçons d'éléments translucides en matière synthétique (polycarbonate, plexiglas) qui remplacent localement des tôles profilées métalliques, panneaux ondulés en fibrociment ou panneaux sandwichs. Le profil des éléments translucides étant identique à celui des éléments remplacés, les bandes lumineuses ainsi créées s'intègrent parfaitement dans la toiture. Une grande attention doit être portée au traitement des joints de transition afin d'assurer des recouvrements parfaitement étanches. De même, en cas de toiture isolée à double tôle, les problèmes de condensation peuvent être évités en garantissant l'étanchéité à la vapeur d'eau du revêtement intérieur ou en créant une bonne ventilation de l'espace entre les deux peaux.

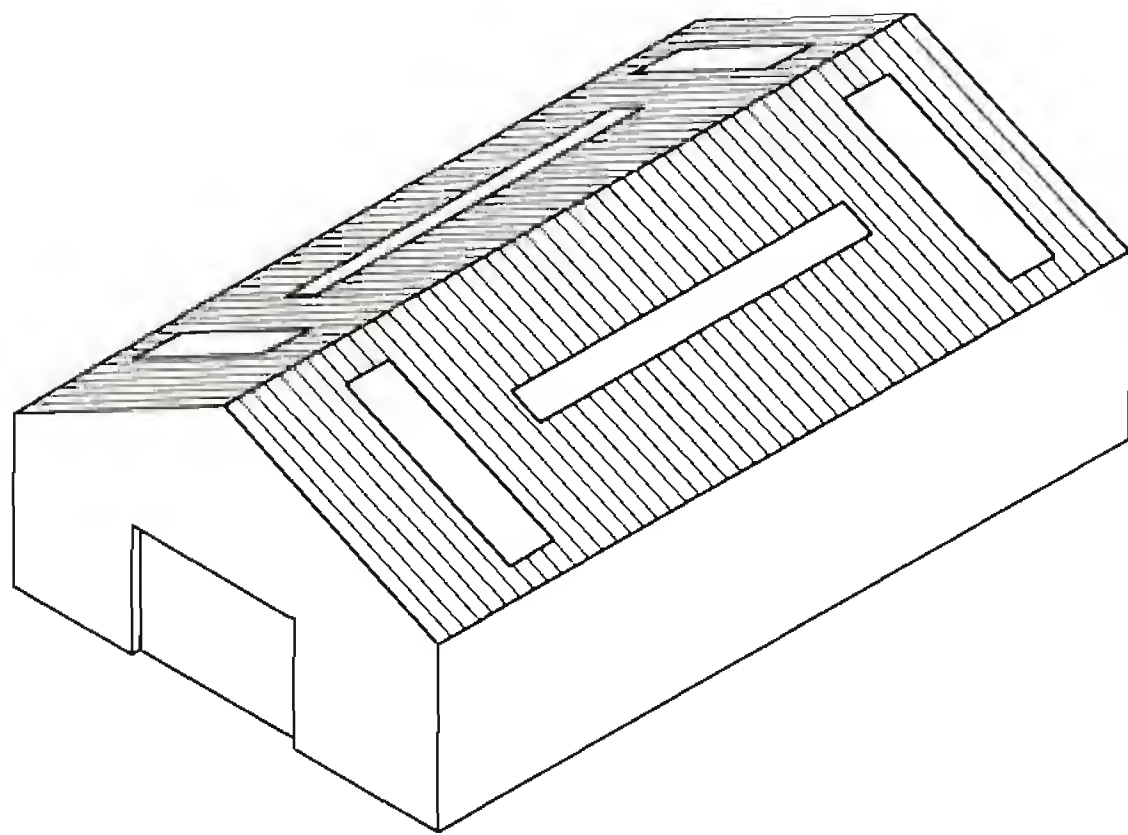
Les *coupoles* (fig. 5.11(b)) sont des ouvertures ponctuelles pour éclairer l'intérieur des bâtiments. Elles sont en général considérées comme de bons *pièges à lumière*. Les *lanterneaux* sont des fentes allongées (faîtières vitrées) ou une surélévation d'un toit à deux pans. Ces deux types d'éclairage sont généralement utilisés dans les bâtiments à un étage. Les lanterneaux peuvent également être efficaces pour éclairer le dernier niveau d'un bâtiment à étages multiples, des sous-sols, des entresols ou une cage d'escalier par exemple. Les formes géométriques des coupoles et lanterneaux sont diverses. Les puits de lumière ponctuels peuvent être pyramidaux ou sphériques alors que la section des fentes allongées peut être triangulaire ou circulaire.

Les *verrières* (fig. 5.11(c)) représentent un moyen d'éclairage zénithal de grande envergure. Ces parties d'ouvrage ont des dimensions importantes et recouvrent généralement des volumes, cours intérieures ou espaces de distribution, où se déroulent des activités communautaires. Elles sont le plus souvent conçues pour des bâtiments profonds où une source additionnelle de lumière naturelle est désirée. Les verrières peuvent être planes – horizontales ou inclinées – ou courbes.

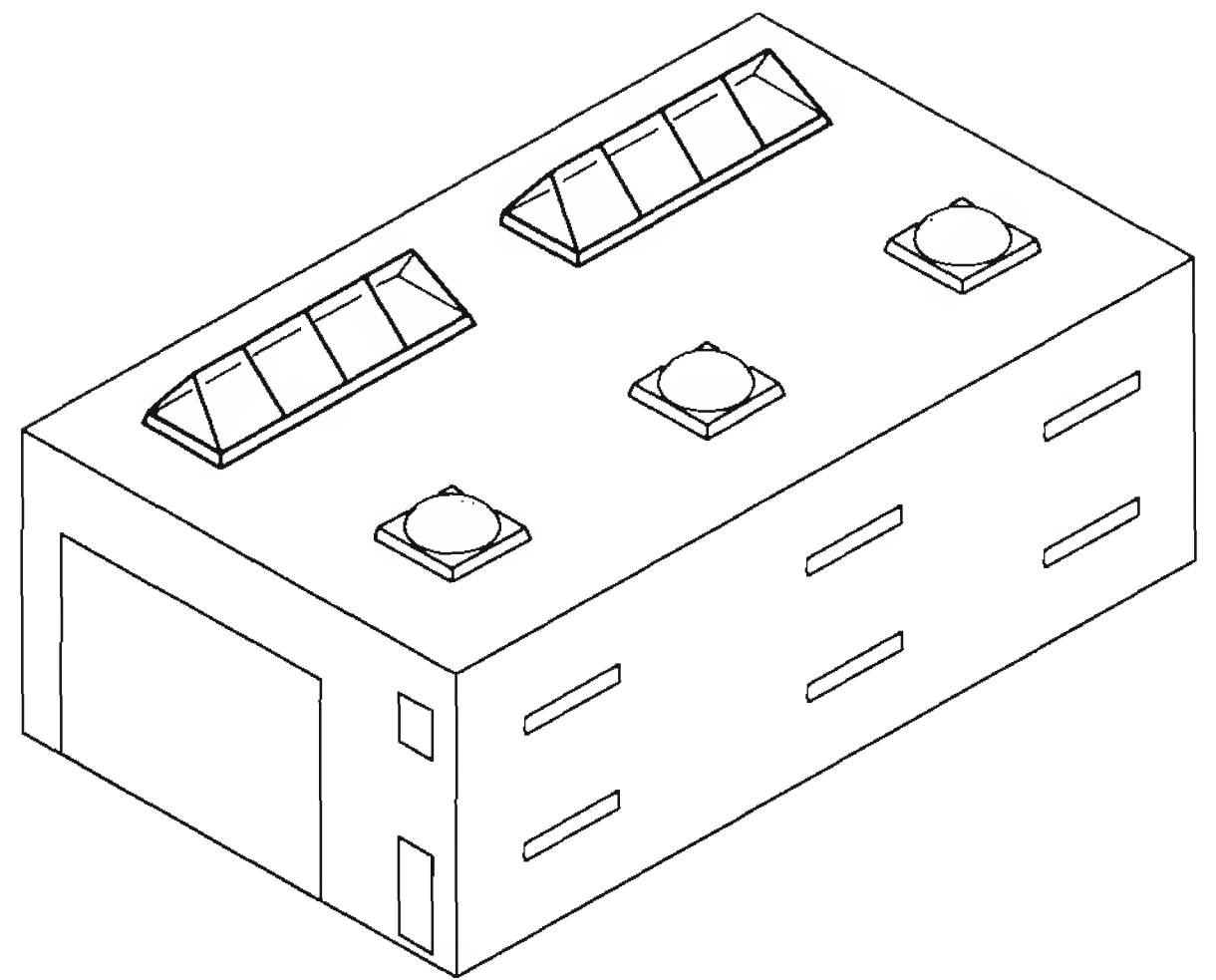
Les *vitrages de shed* (fig. 5.11(d)) permettent un éclairage direct et indirect ainsi qu'une vision sur le ciel. Disposés au niveau de la toiture, ils sont généralement orientés au nord (dans l'hémisphère Nord!) et sont essentiellement utilisés pour des bâtiments d'un seul étage comme par exemple les halles industrielles (sect. 3.4).

Structure porteuse

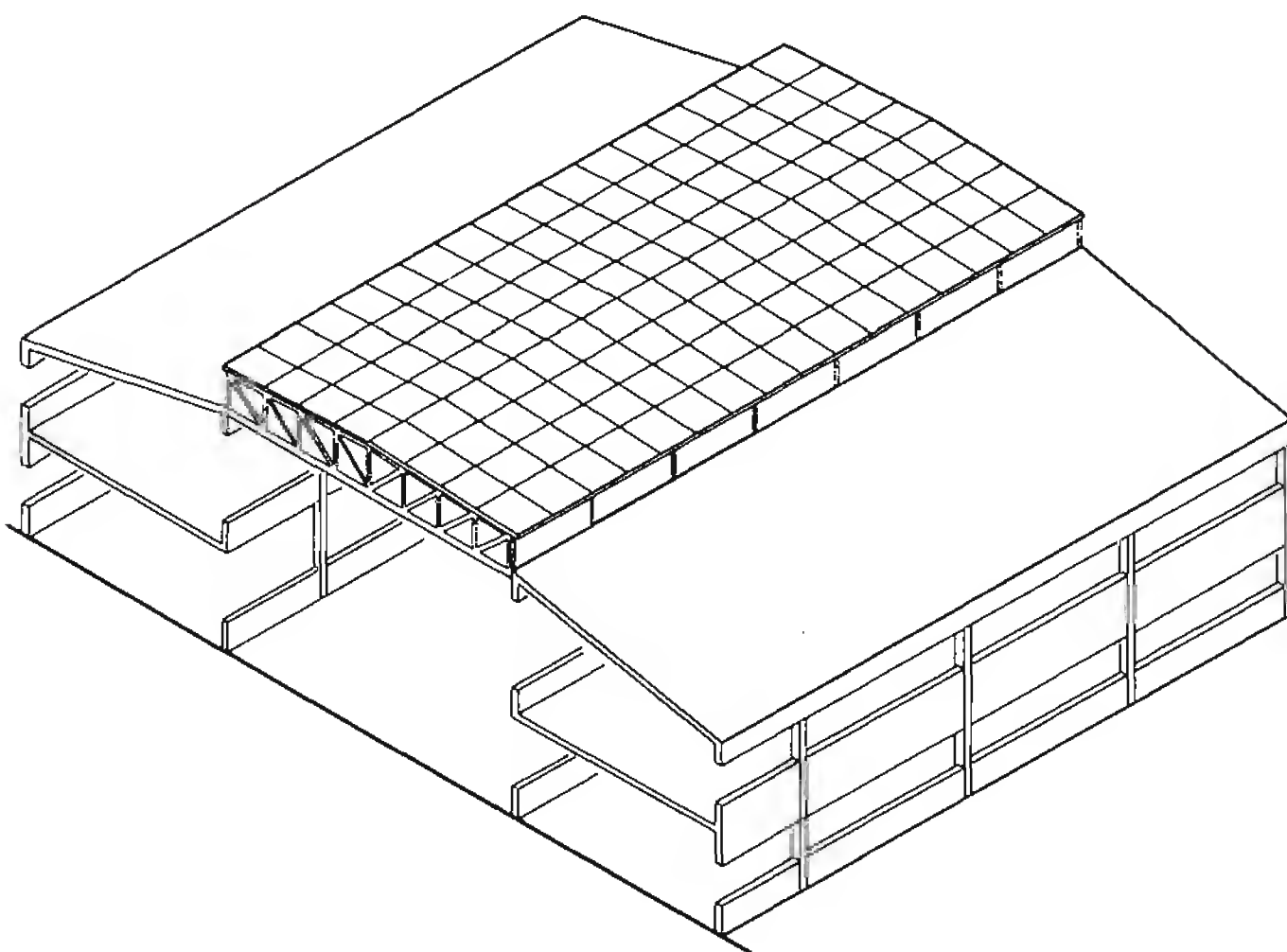
Les coupoles, de plan carré ou circulaire, en général en polyester ou en verre acrylique moulé, reposent sur une costière en matière synthétique avec ou sans noyau isolant. Cette embase repose elle-même sur la poutraison métallique de la toiture (les pannes) par l'intermédiaire de chevêtres constitués de profilés en L, C ou I.



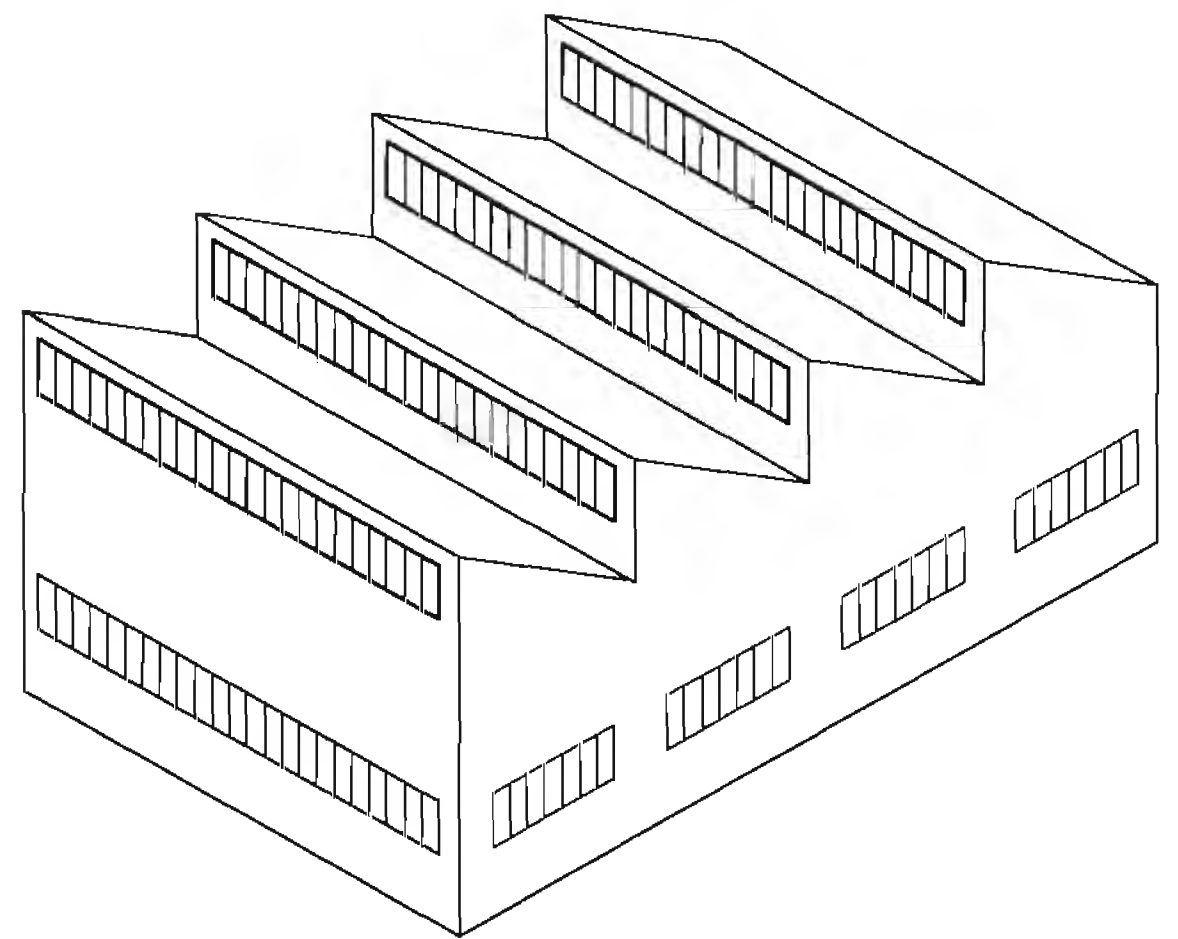
(a) Bandes lumineuses



(b) Coupoles et lanterneaux



(c) Verrière



(d) Vitrage de shed

Fig. 5.11 Systèmes d'éclairage zénithal.

Les pans vitrés des lanterneaux sont de simples vitrages reposant sur des chevrons métalliques. Ils sont en général munis d'un dispositif d'ouverture automatique permettant la ventilation.

Les verrières reposent sur une ossature métallique complète. Selon les dimensions de l'ouverture zénithale, cette ossature est composée d'éléments standard en acier tels que des fermes, des pannes et des chevrons. Les panneaux vitrés, constitués généralement d'un verre trempé à l'extérieur pour résister à la grêle et d'un verre feuilleté à l'intérieur, entre lesquels un espace tampon fait office d'isolation thermique, sont fixés, par l'intermédiaire d'une menuiserie en acier ou en alliage d'aluminium, sur les chevrons métalliques.

Les vitrages de shed, verticaux ou inclinés, font partie intégrante de la construction de la toiture en shed dont ils constituent un des pans (sect. 3.4). Ils sont réalisés de la même façon que les panneaux vitrés de verrière.

5.4 Façades de halle

5.4.1 Composition

La composition d'une façade dépend de sa conception structurale ainsi que de ses fonctions (porteuse et protectrice). La figure 5.12 donne deux exemples de *composition* d'une façade de halle en charpente métallique: d'une part une façade légère et d'autre part une façade en éléments lourds préfabriqués. On y trouve les composants suivants, de l'intérieur vers l'extérieur:

- Pour la *façade légère* (fig. 5.12(a)):
 - l'ossature (montant de cadre ou de façade),
 - le revêtement intérieur jouant le rôle d'élément porteur plan (plateaux en tôle profilée),
 - l'isolation thermique (panneaux isolants ou laine minérale),
 - le revêtement extérieur jouant le rôle d'étanchéité (tôle profilée en acier prélaqué).
- Pour la *façade lourde* (fig. 5.12(b)):
 - l'ossature (montant de cadre ou de façade),
 - la plaque préfabriquée en béton (normal ou léger, avec ou sans isolation incorporée).

Il est également possible de *remplir* la façade par une maçonnerie de briques ou de béton et, si souhaité, d'y rapporter un bardage. Les façades comprennent également les portes et les fenêtres, ainsi que dans certains cas les contreventements verticaux de la halle.

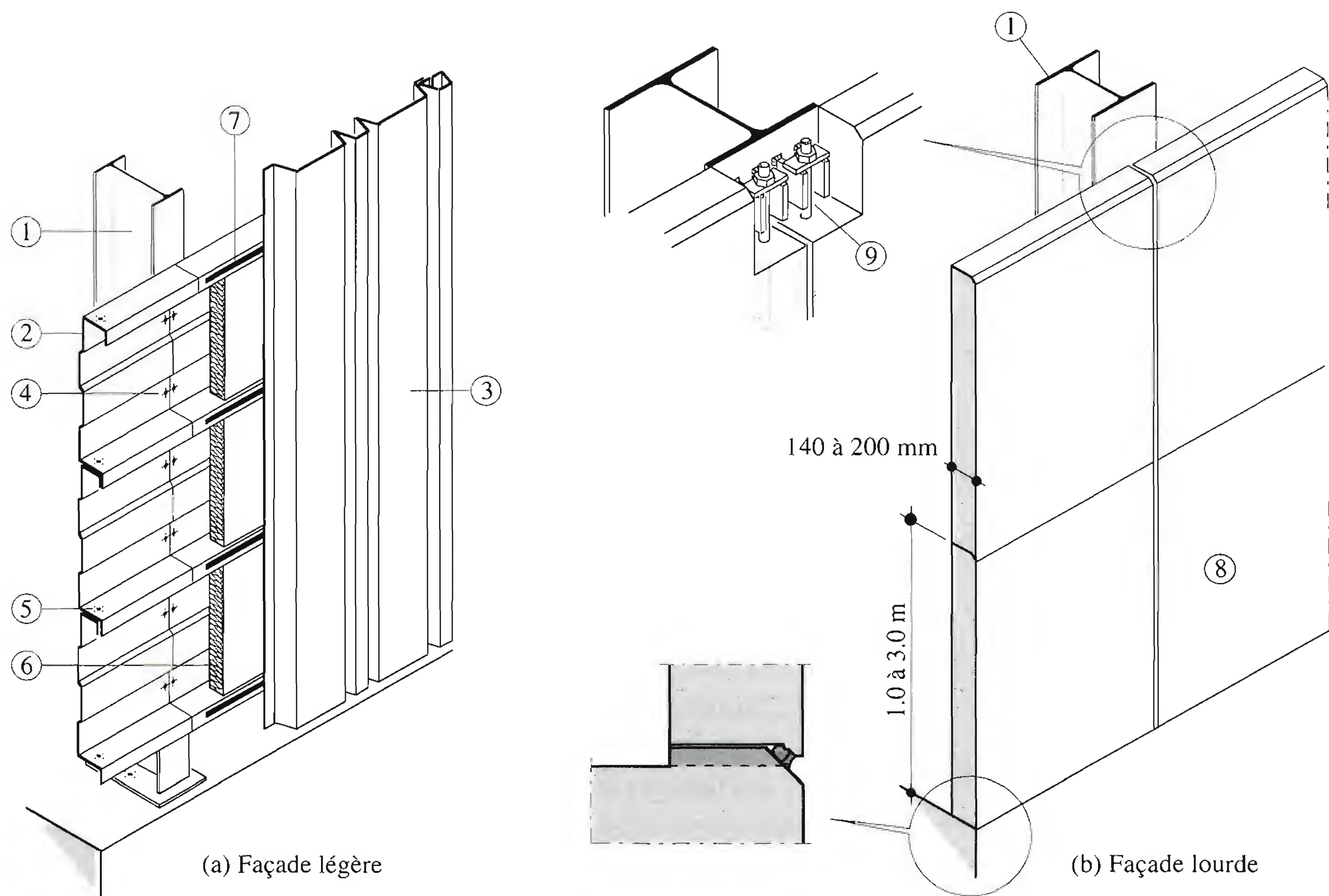
Nous n'allons traiter dans cette section que les façades légères métalliques (les bardages). Par analogie avec les toitures inclinées, on distingue trois types de bardages: le *bardage simple peau*, le *bardage double peau* et le *panneau sandwich*. On examine en premier lieu l'ossature de ces façades.

5.4.2 Ossature de façade

L'ossature d'une façade de halle en charpente métallique (fig. 5.13) est constituée de *montants* et de *filières* (ou *lisses*) en profilés laminés à chaud en forme de I, H, C, L ou T, ou de profils formés à froid en forme de I, C, L ou Z. Des liernes ou des suspentes peuvent compléter cette ossature. Si la peau intérieure du bardage est constituée de plateaux horizontaux, les filières sont superflues. La présence de portes et fenêtres implique une découpe de la façade, qui doit alors être appuyée à ces endroits sur une sous-structure porteuse.

Les filières et montants sont essentiellement sollicités par les efforts provenant de la façade soumise au vent. Leur rôle principal est de supporter cette dernière et de transmettre ces efforts à la structure principale (cadres). Les filières sont des poutres fléchies essentiellement selon leur axe fort sous l'effet du vent et selon leur axe faible sous l'effet du poids de la façade (sect. 8.3). Elles sont en général continues en prenant appui sur les montants de cadre (fig. 5.13(a)). Si les filières sont disposées entre les montants, il s'agit alors de poutres simples appelées *traverses* (fig. 5.13(b)).

Si la distance entre montants de cadre est grande (supérieure à environ 7 mètres), des montants intermédiaires qui s'appuient en poutre simple au sol et sur la panne de rive peuvent s'avérer nécessaires (fig. 5.13(c)). En cas d'absence de montants et pour éviter une trop forte sollicitation des filières en flexion gauche, on peut prévoir des *suspentes* constituant des appuis intermédiaires pour les sollicitations verticales (fig. 5.13(a)). L'écartement des filières et traverses dépend de la portée et du type de bardage ou d'éléments de façade. Dans certains cas, il est possible de supprimer les filières et de disposer le bardage ou les éléments de façade horizontalement, appuyés directement sur les poteaux et montants (fig. 5.13(d)). Les filières ont également d'autres fonctions porteuses:



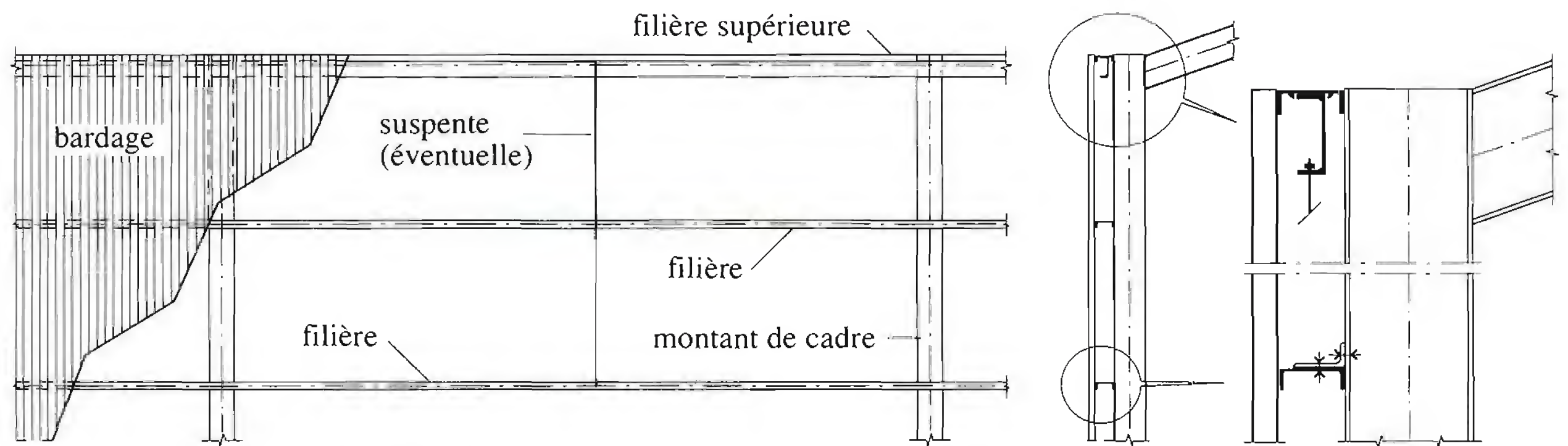
① Montant de cadre	④ Fixation par boulon ou clou	⑦ Joint thermique
② Revêtement intérieur	⑤ Liaison par boulon ou rivet	⑧ Plaque préfabriquée en béton
③ Revêtement extérieur	⑥ Isolation	⑨ Suspension des plaques

Fig. 5.12 Exemples de composition de façades de halle.

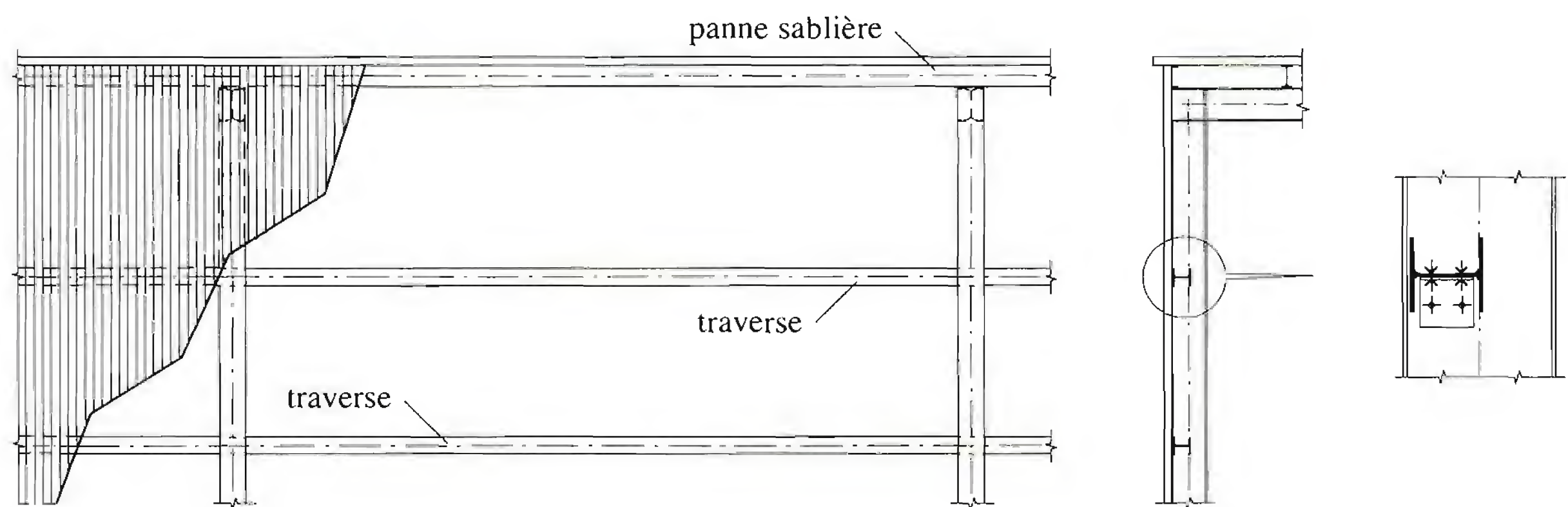
- elles lient les montants de cadre entre eux et avec le contreventement longitudinal de façade et assurent la stabilité des cadres hors de leur plan en réduisant la longueur de flambage des montants;
- elles transmettent au contreventement longitudinal de façade une partie des efforts dus au vent agissant sur le pignon;
- certaines d'entre elles constituent des barres du contreventement longitudinal de façade.

Les assemblages des filières aux montants et à la structure principale sont réalisés très simplement par des cornières ou des tôles pliées, boulonnées ou soudées. La figure 5.13 montre des exemples d'assemblage de filières et de traverses sur des montants ainsi que l'assemblage d'un montant de façade sur la panne sablière.

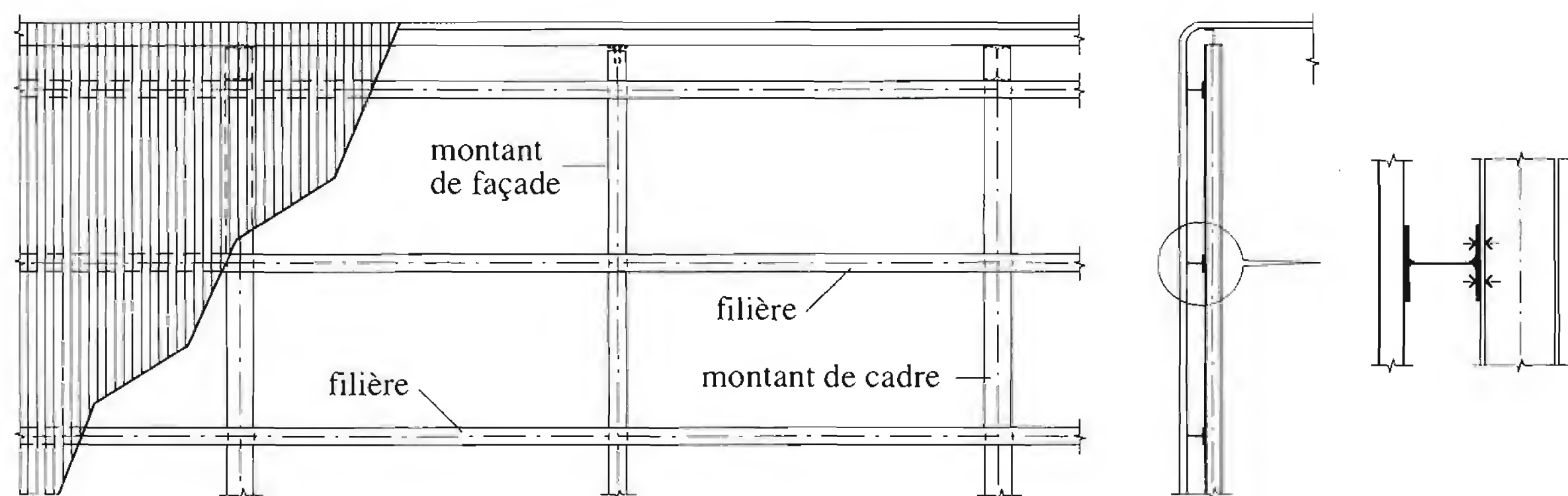
Sur le pignon, les filières et montants constituent un *pan de fer* qui peut remplacer le cadre d'extrémité (fig. 5.14).



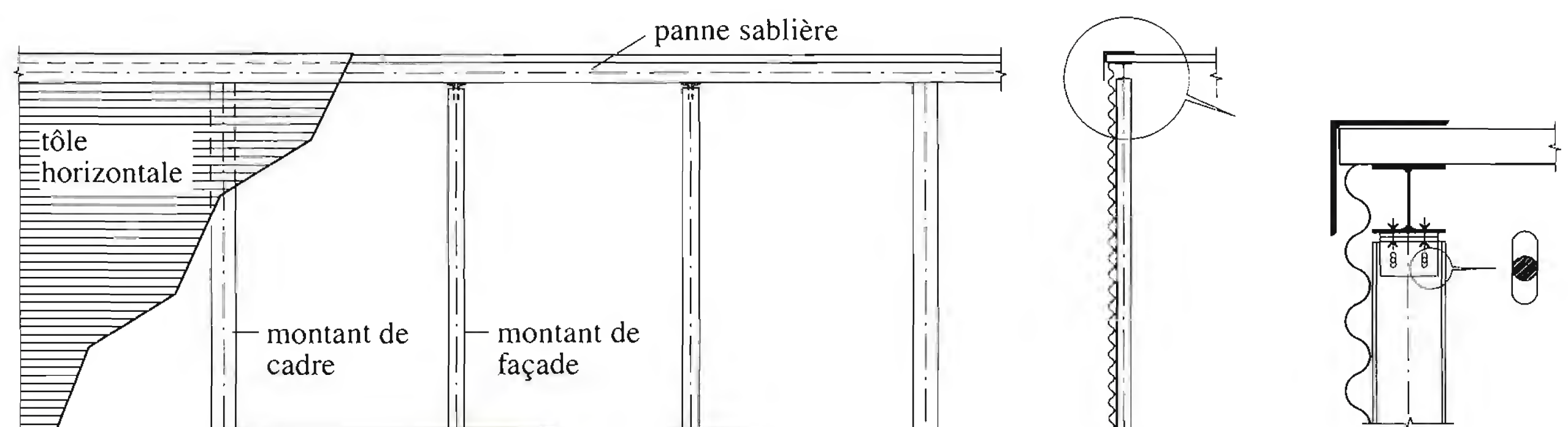
(a) Filières de façade



(b) Traverses de façade



(c) Filières de façade avec montants



(d) Montants de façade sans filière

Fig. 5.13 Ossatures de façade de halle.

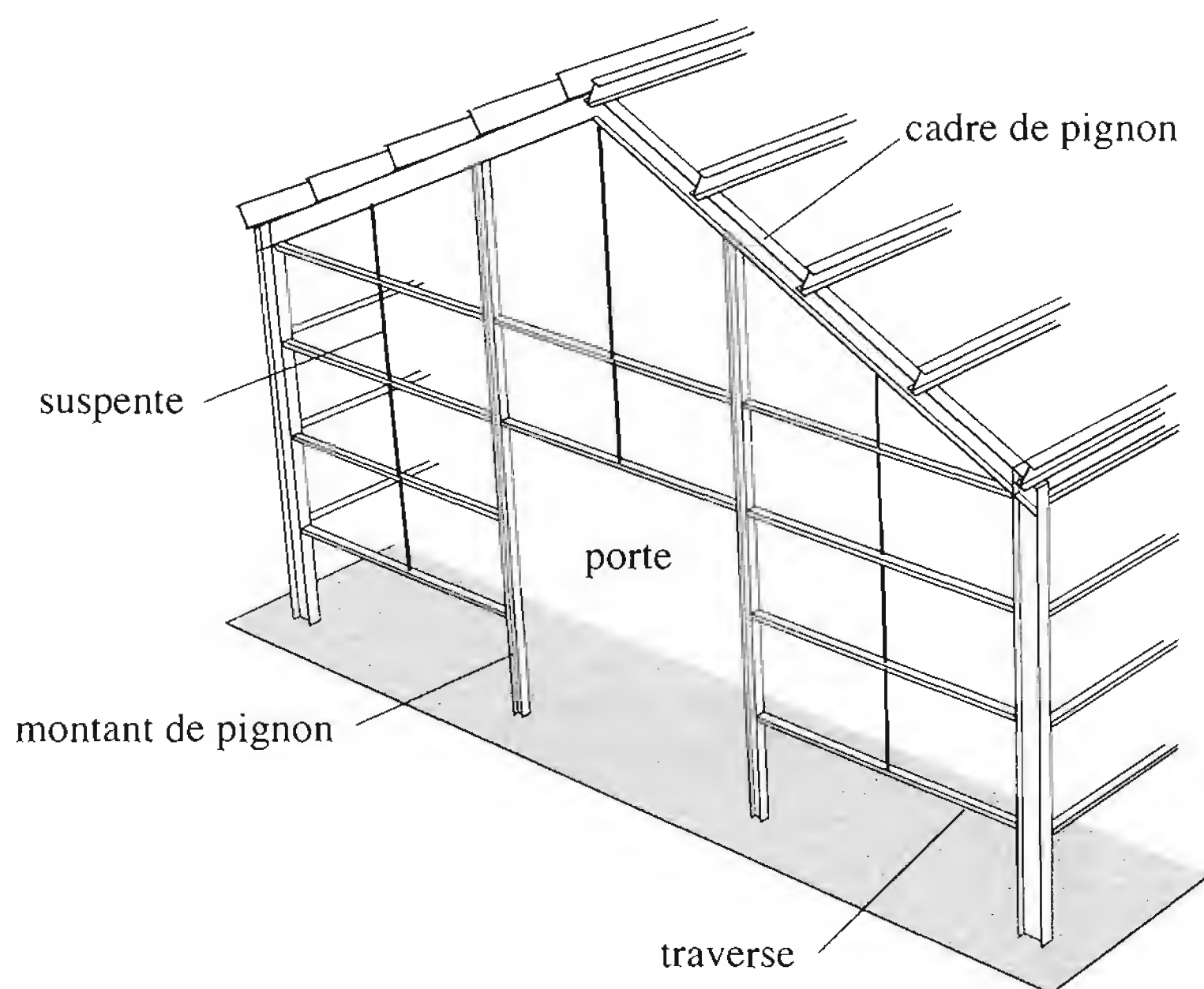


Fig. 5.14 Pan de fer d'un pignon de halle.

5.4.3 Bardage simple peau (sans ou avec isolation)

Il s'agit d'une simple paroi en tôle, composée de plaques profilées ou ondulées, en acier ou en aluminium, dont les nervures peuvent être disposées verticalement, obliquement ou horizontalement (fig. 5.15(a)). Ce bardage peut comporter des parties translucides ou transparentes, locales ou en bande. Les changements de matériau ou d'inclinaison des nervures ne peuvent se faire qu'au droit d'une filière ou d'un montant. Ces éléments de bardage sont fixés par des vis à la structure porteuse. Ce type de façade peut être isolé en plaçant des panneaux d'isolation entre les filières (fig. 5.15(b)), ou mieux encore, pour éviter les ponts thermiques, contre la face extérieure des filières, pour autant que l'on utilise un matériau résistant à la compression (fig. 5.15(c)). Ce genre de construction ne convient cependant que pour des locaux de type halle de stockage ou atelier. Si la façade est maçonnée (brique ou béton), il est possible d'y fixer une paroi simple peau en tôle profilée sur une ossature secondaire en bois ou en métal (lambrissage) permettant un réglage (fig. 5.15(d)). Une isolation peut être insérée entre les deux parois auquel cas il faut veiller à toujours maintenir un espace de ventilation suffisant.

5.4.4 Bardage double peau

Une telle façade est composée de deux parements en tôle profilée, généralement de grande longueur, disposés de part et d'autre d'un matériau isolant. Le bardage double peau peut comporter des fenêtres incorporées. La solution habituelle consiste à assembler le bardage sur place, plaque par plaque.

La peau intérieure est constituée de plateaux horizontaux fixés sur l'ossature métallique au moyen de clous ou de vis autoperceuses. La peau extérieure, constituée de tôles profilées, est fixée directement sur les plateaux dont l'extrémité des ailes est isolée au moyen de petits profilés en PVC, coupant ainsi partiellement le pont thermique (fig. 5.12(a)). En cas d'exigences élevées ou si les conditions climatiques sont rigoureuses, l'isolation de telles façades doit être renforcée. Pour ce faire, on met en œuvre une couche d'isolation complémentaire fixée de façon continue devant les plateaux (fig. 5.16(a)). Les joints thermiques sont alors superflus. Des lambourdes fixées sur les ailes des plateaux permettent la fixation

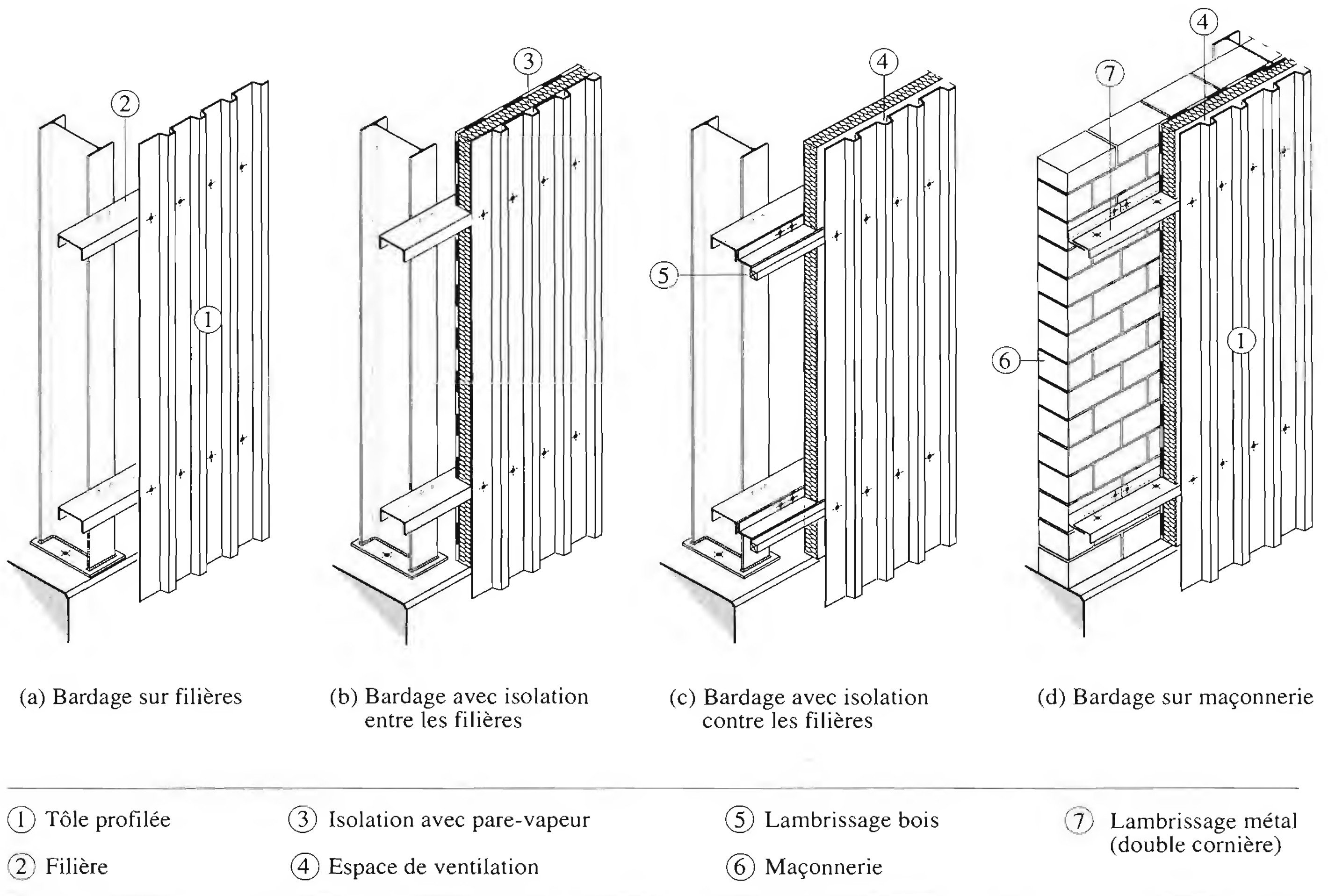


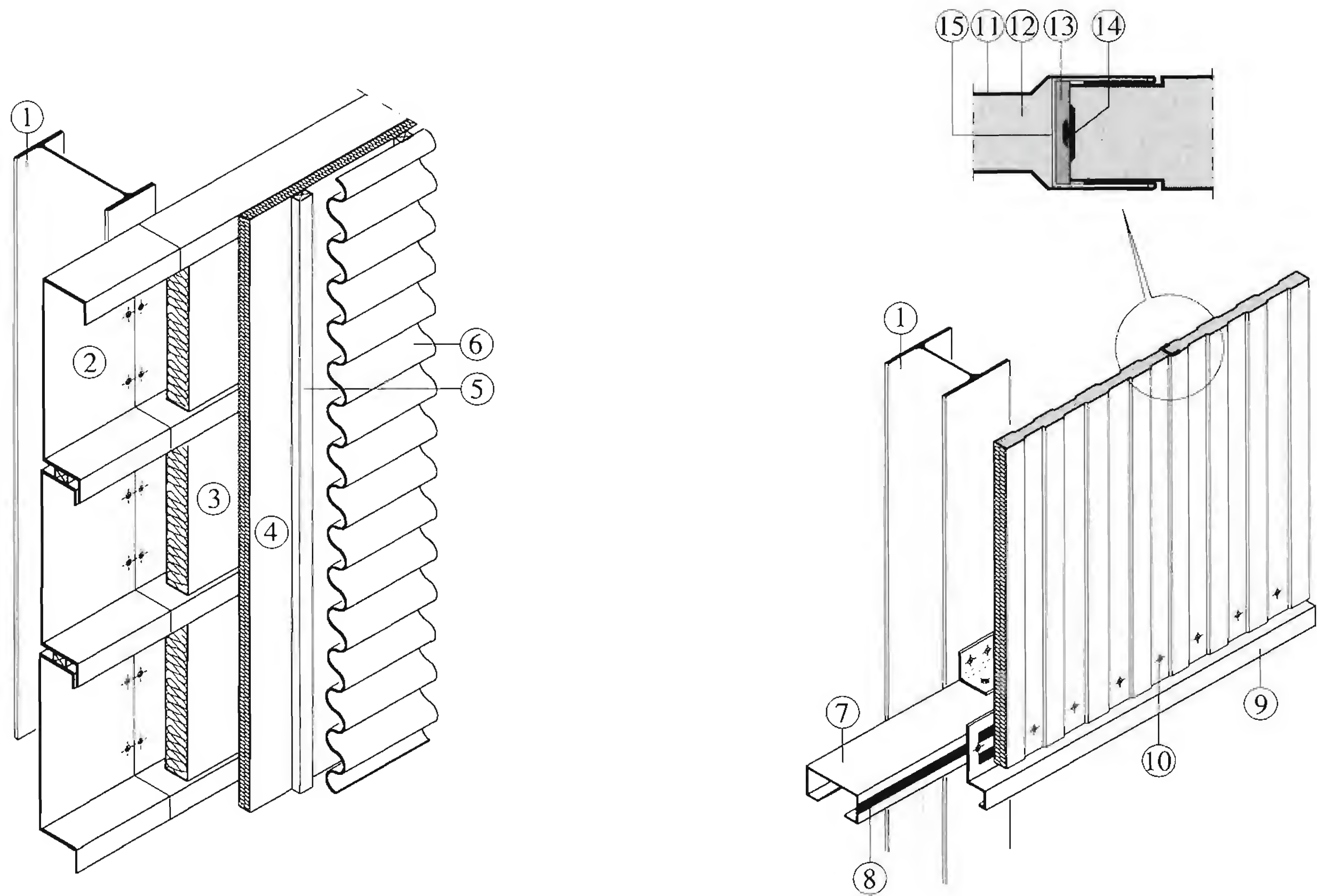
Fig. 5.15 Différents types de bardage simple peau.

des tôles de revêtement extérieures en ménageant un espace de ventilation. L'écartement des lambourdes est dicté par des critères de résistance de la tôle extérieure.

5.4.5 Panneau sandwich

Un panneau sandwich se compose de deux tôles en acier, plates ou nervurées, et d'une âme rigide isolante; il est collé sous pression ou réalisé par injection de mousse après assemblage sous presse. Les chants du panneau peuvent rester nus (mousse apparente) ou être renforcés à l'aide de closoirs en bois, métal ou PVC. Les panneaux s'assemblent entre eux par emboîtement latéral assurant une parfaite étanchéité et isolation thermique (fig. 5.16(b)).

Les panneaux sont en général préfabriqués en usine. L'épaisseur des éléments plats est de 40 à 60 mm alors que celle des éléments nervurés est de 30 à 100 mm. La largeur d'un élément est généralement comprise entre 0.9 et 1.6 m. La longueur maximale des éléments emboutis est de l'ordre de 5 m, celle des éléments profilés atteignant 15 m. En général, on cherche à limiter le poids de ces éléments par le choix de dimensions judicieuses, compte tenu du fait que la mise en place de ces panneaux se fait le plus souvent à la main et que l'intervention de moyens de levage mécanisés entraîne des coûts et des complications non négligeables. Les panneaux sont fixés sur la structure porteuse par des vis ou des crochets. Etant donné la collaboration structurale des différents composants, l'isolation (mousse expansée) participe à la rigidité du panneau. Elle contribue en particulier à augmenter sa résistance au cisaillement (sect. 7.3).



(a) Bardage double peau à isolation renforcée

(b) Panneaux sandwiches

① Montant de cadre ou de façade	⑥ Tôle profilée (pose horizontale)	⑪ Tôle profilée
② Plateau de bardage	⑦ Profilé C	⑫ Mousse polyuréthane
③ Isolation	⑧ Joint thermique	⑬ Joint d'étanchéité
④ Isolation complémentaire	⑨ Larmier	⑭ Joint plastique
⑤ Lambourde bois	⑩ Attache	⑮ Profilé plastique

Fig. 5.16 Bardage double peau et panneaux sandwiches.

Il est également possible de fabriquer sur mesure des panneaux à assemblage simple pour des projets spécifiques. L'épaisseur des faces extérieures de ces produits se situe entre 0.5 et 2.0 mm. La taille des panneaux est limitée par les machines de production permettant de réaliser le formage ou l'emboutissage des tôles d'acier. Dans de telles solutions, les tôles d'acier ne sont pas solidaires de l'isolation, qui n'a alors aucune fonction structurale.

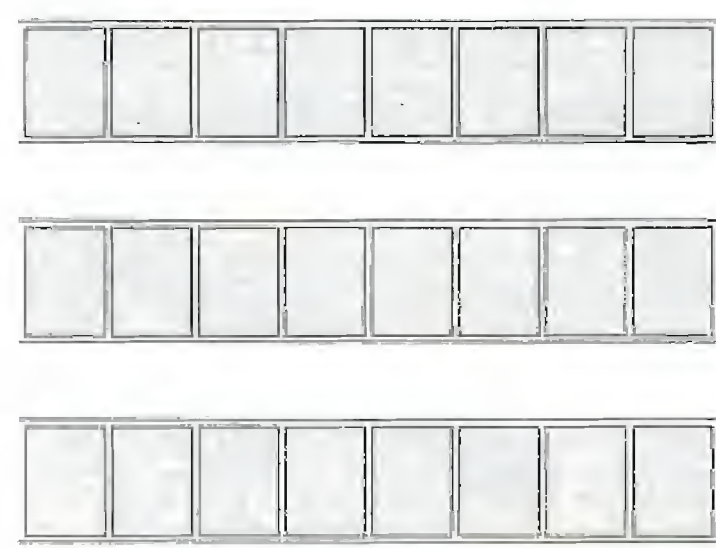
5.5 Façades de bâtiment

5.5.1 Types de façade

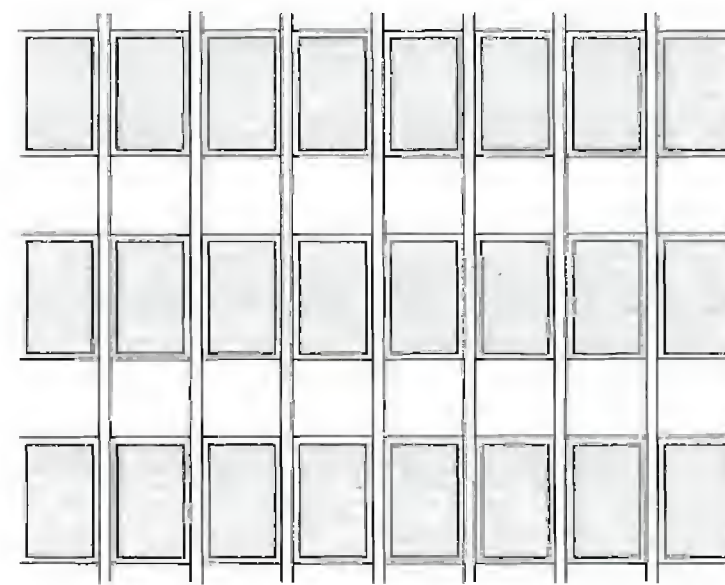
Les façades peuvent être distinguées selon leur structure architecturale et selon le matériau principal qui les compose. Dans cet ouvrage consacré aux charpentes métalliques, nous considérons que les façades sont *non porteuses*, c'est-à-dire qu'elles ne jouent pas le rôle de support pour la structure porteuse principale.

Du point de vue de leur *structure architecturale*, on distingue les types suivants :

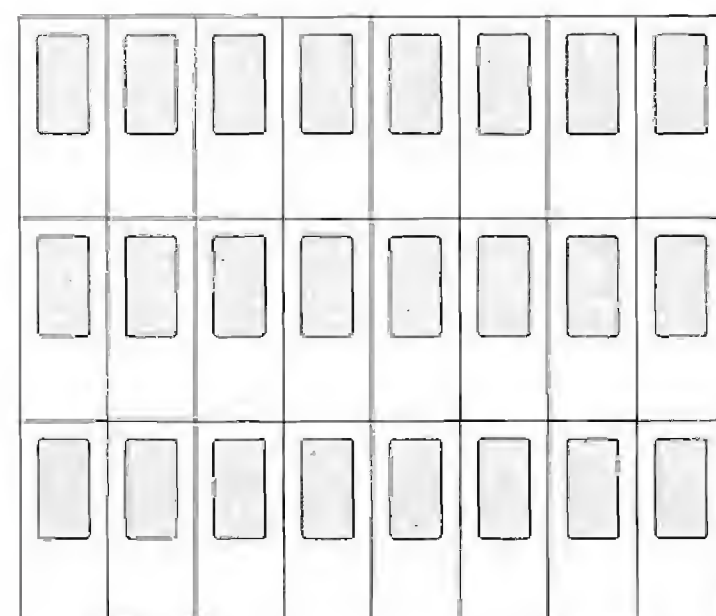
- Les façades à bandes horizontales (fig. 5.17(a)). Leurs propres éléments porteurs sont des bandes situées dans la zone des allèges et des linteaux. Entre deux bandes porteuses se situent les bandes vitrées non porteuses.
- Les façades à bandes verticales (fig. 5.17(b)). Les montants constituent les éléments porteurs de la façade, écartés de la largeur d'une fenêtre; ils peuvent également faire partie du système porteur vertical du bâtiment.
- Les façades en panneaux (fig. 5.17(c)). La façade est divisée en panneaux de la hauteur d'un étage et de la largeur d'une fenêtre.
- Les façades rideaux (fig. 5.17(d)). Ce sont des éléments ininterrompus, sans éléments porteurs secondaires, disposés devant la structure porteuse, couvrant plusieurs travées et plusieurs étages.



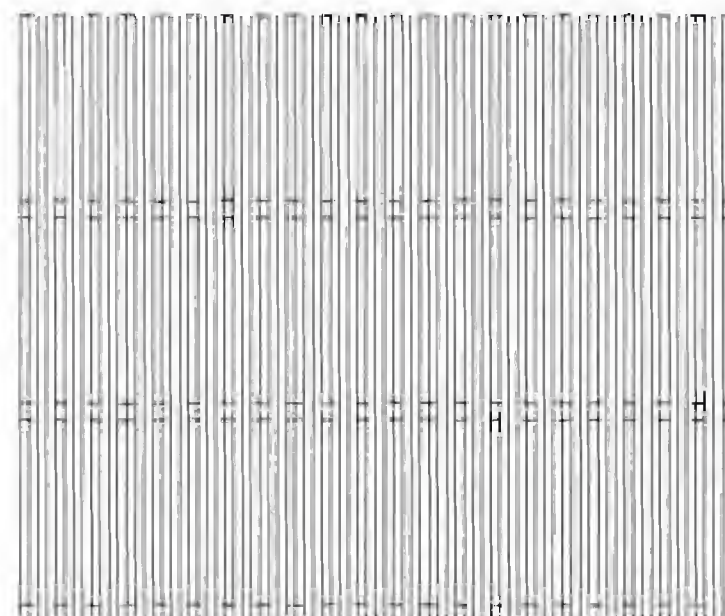
(a) Façade à bandes horizontales



(b) Façade à bandes verticales



(c) Façade en panneaux



(d) Façade rideau

Fig. 5.17 Structure architecturale de la façade.

Du point de vue du *matériau*, la composition d'une façade dépend de sa conception structurale ainsi que de ses fonctions (porteuse et protectrice). L'ensemble des façades envisageables avec une ossature primaire en acier comprend les placages de briques, de pierre, les panneaux de béton (préfabriqués ou réalisés sur le chantier), les bardages métalliques plats ou nervurés, les panneaux composites et les panneaux de verre. On distingue ainsi les *façades lourdes* et les *façades légères*.

5.5.2 Façades lourdes

Cette catégorie comprend les *façades panneaux* en béton préfabriqué, les *châssis préassemblés* supportant tous les éléments constituant la façade et les *façades en maçonnerie*.

Façades panneaux

Il s'agit en général de façades comprenant plusieurs couches mises en place les unes après les autres ou de panneaux multicouches préfabriqués. Le panneau intérieur est l'élément porteur principal de la façade, fixé directement sur l'ossature du bâtiment. Il est en général en béton (normal ou léger) préfabriqué en usine ou éventuellement sur le chantier. L'utilisation du béton léger permet de réduire le poids de l'élément (jusqu'à 50%) et d'améliorer les caractéristiques thermique et acoustique de l'enveloppe. La fixation des éléments est réalisée par des cornières et des boulons en acier inoxydable préscellés. Les joints horizontaux et verticaux entre les éléments sont réalisés avec du mastic ou un matériau plastique bitumé assurant l'étanchéité à l'air. Sur ces panneaux est collée au chantier la couche d'isolation thermique en laine de verre ou en matériau synthétique. La couche extérieure de la façade est réalisée à l'aide de panneaux en fibrociment ou en métal assurant la protection contre les agents extérieurs (essentiellement la pluie). Ces composants sont en général préfabriqués en usine et assemblés aux panneaux porteurs à l'aide de cornières et de boulons traversant l'isolation thermique.

La tendance actuelle est de réaliser une peau extérieure intégrant un système de drainage de l'eau. Pour cela, les panneaux possèdent une configuration géométrique particulière sur les bords de façon à récolter l'eau et à l'évacuer via un réseau interne à la façade. Ce système appelé *rain-screen* évite le ruissellement incontrôlé de l'eau de pluie sur l'enveloppe.

La figure 5.18 donne un exemple de façade de bâtiment en panneaux dans laquelle on trouve les composants suivants, de l'extérieur vers l'intérieur :

- l'étanchéité (tôle emboutie en alliage d'aluminium éloxé),
- l'isolation thermique (laine minérale),
- l'élément porteur plan (élément en béton préfabriqué),
- l'ossature (les poteaux et le plancher).

Châssis préassemblés

Ces panneaux, autoportants, ne nécessitent aucune ossature secondaire. Il s'agit d'éléments préfabriqués de hauteur égale à celle d'un étage, munis de joints de dilatation et fixés directement aux dalles du bâtiment (fig. 5.19) ou à la poutraison. Ils sont composés de l'ensemble des constituants d'une façade, l'objectif recherché étant le regroupement de toutes les fonctions au sein d'un élément unique. Le poids total d'un tel élément préfabriqué se situe entre 5 et 10 tonnes. Les dimensions usuelles de ces panneaux sont indiquées sur la figure.

Les types de grands panneaux les plus utilisés à l'heure actuelle sont les *panneaux sandwichs*, où deux plaques de béton enserrant un matériau spécifique de haute qualité isolante et les *panneaux plats* de béton plein ordinaire complétés par une isolation extérieure et un bardage. De nos jours, la tendance est à la création d'un panneau comprenant un voile extérieur librement dilatable. Ce système est assimilable à celui du panneau plein porteur (10 cm d'épaisseur) avec isolation sous bardage, ce dernier étant dans ce cas une plaque de béton de 6 cm d'épaisseur environ. La liaison entre la plaque et le panneau plein, à travers l'isolation, est réalisée par des pattes, des épingles, des tubes ou des treillis d'acier. Avec un tel système, l'isolation thermique est quasi continue et les ponts thermiques sont minimisés, améliorant ainsi l'isolation de telles enveloppes.

Afin d'assurer une étanchéité totale de la façade, il est indispensable de concevoir des joints de panneau au profil adéquat et d'utiliser des garnitures capables de suivre les mouvements éventuels de l'enveloppe. Généralement on adopte un joint ouvert dont la configuration géométrique empêche toute infiltration capil-

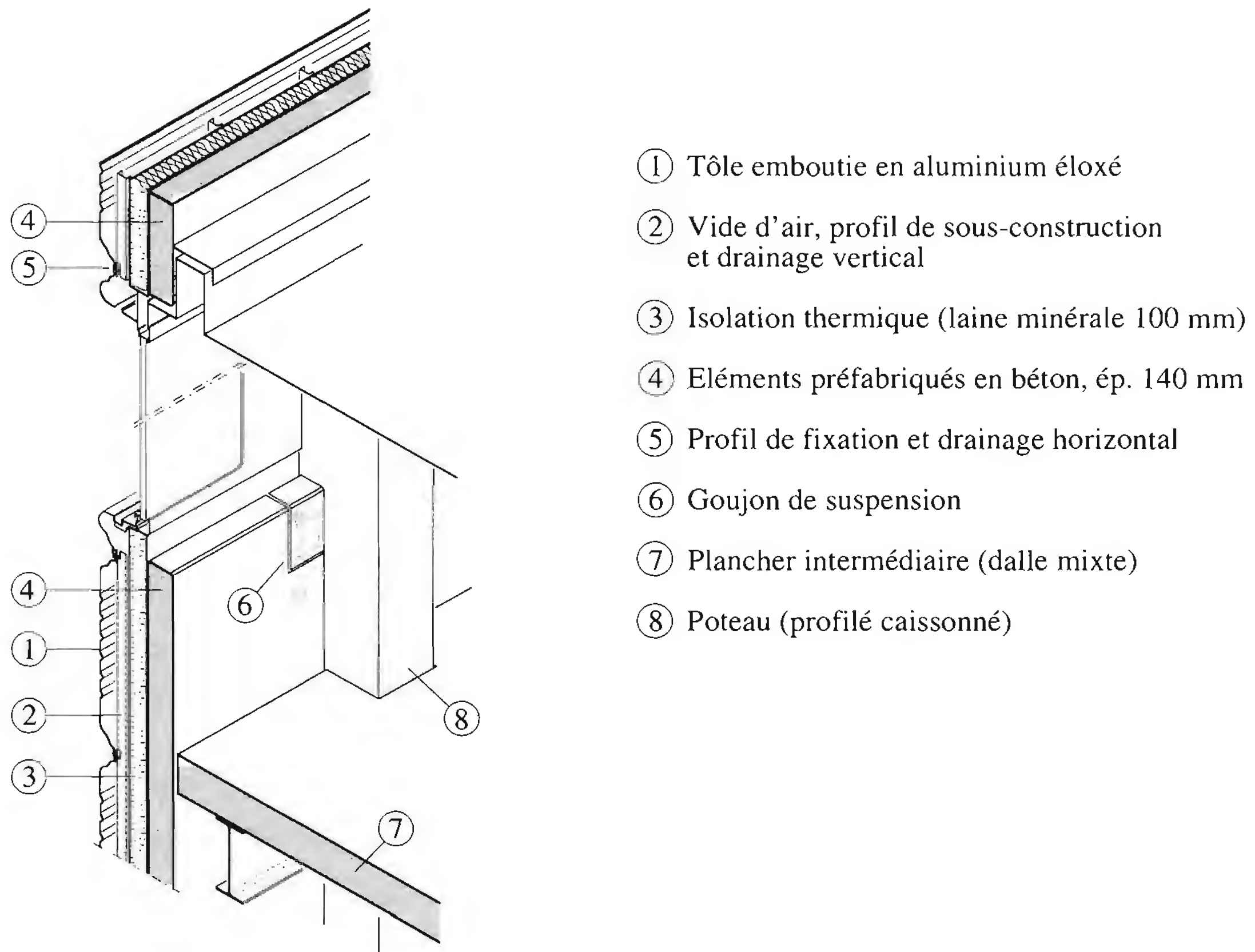


Fig. 5.18 Exemple d'une façade de bâtiment avec panneaux préfabriqués en béton (bâtiments de l'EPFL, 1^{ère} étape).

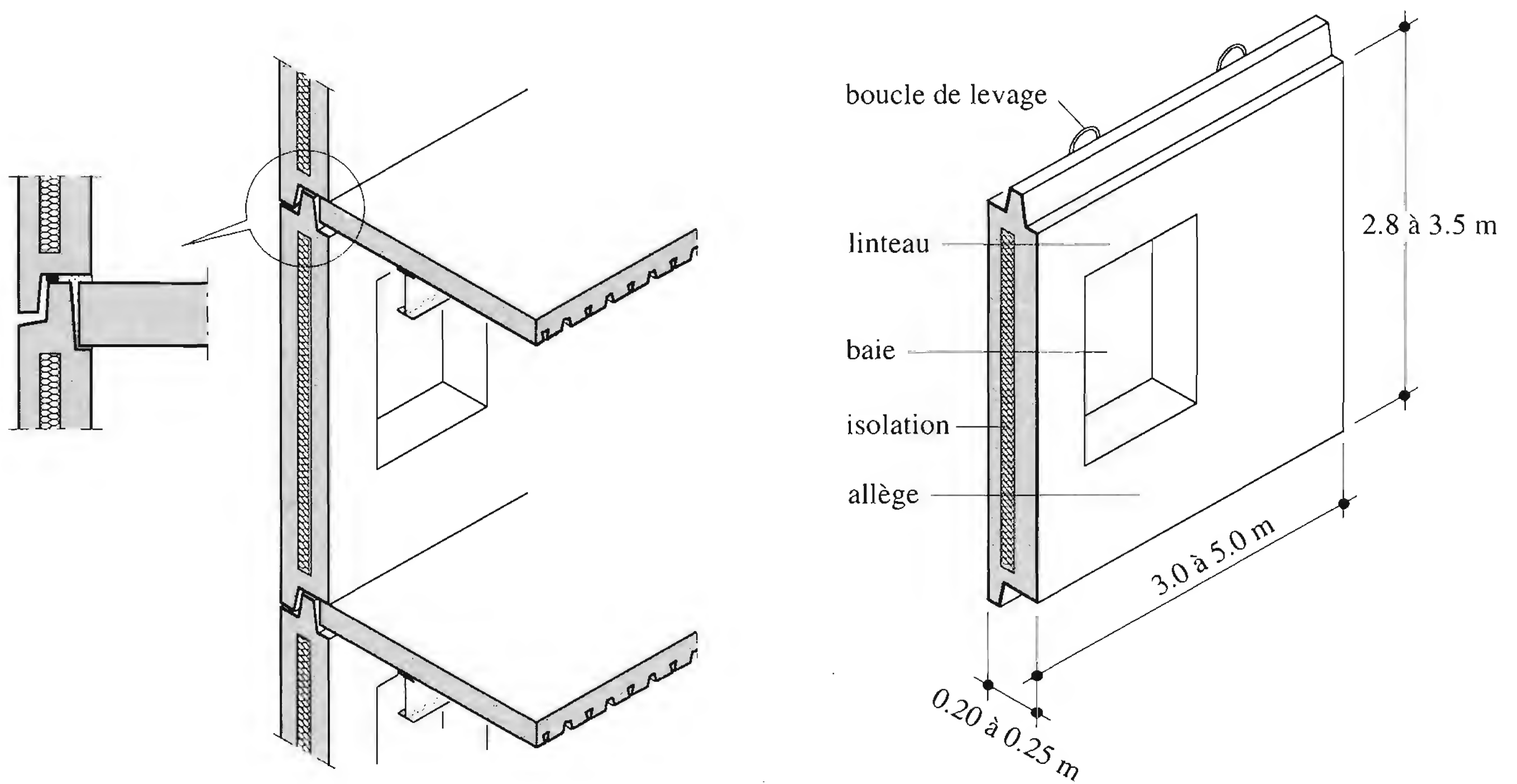


Fig. 5.19 Panneau lourd préfabriqué.

laire. L'étanchéité à l'air, indispensable afin d'éviter un entraînement d'eau par le vent, est assurée par un bain de mortier, souvent arrêté sur un joint écrasé en mastic ou en mousse de plastique bituminé.

Façades en maçonnerie

Ces façades sont généralement composées de deux voiles de briques, l'un, extérieur, filant devant les planchers et les poteaux, l'autre, intérieur, s'appuyant sur les dalles et permettant la fixation du voile extérieur (fig. 5.20). Les éléments de fixation sont conçus de façon à permettre les mouvements relatifs entre le voile extérieur et le voile intérieur. La liaison entre l'enveloppe de briques et la structure primaire en acier est réalisée avec des pièces métalliques au profil particulier. Ces dernières sont soudées ou boulonnées aux poutres des planchers et scellées au voile extérieur. Ces pièces particulières constituent des ponts thermiques, contribuant à la formation éventuelle de condensation, donc de corrosion; en conséquence, elles doivent être réalisées en acier inoxydable.

L'espace compris entre les deux voiles est rempli par un isolant thermique et un pare-vapeur. Il subsiste néanmoins un vide d'air permettant la ventilation naturelle de la façade. Afin de garantir une bonne durabilité de l'enveloppe, il est nécessaire de réduire au minimum les contacts entre la brique et l'ossature métallique au moyen de couches de séparation. En effet, l'eau contenue dans le mortier utilisé pour lier les briques entre elles peut aussi créer des zones humides favorisant la corrosion des composants en acier en cas de contact direct.

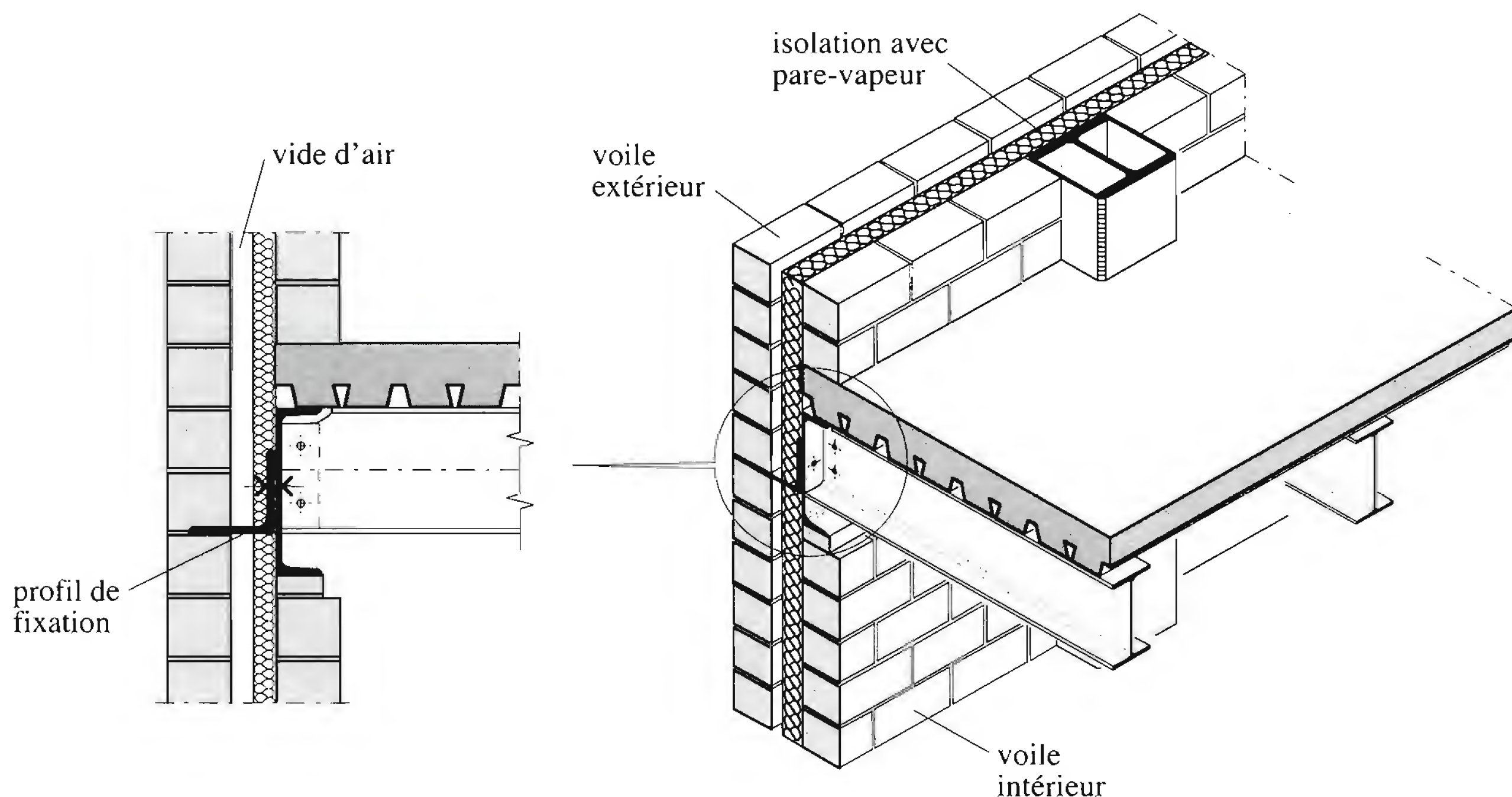


Fig. 5.20 Façade en maçonnerie.

Fixation des façades

Les façades transmettent leurs forces verticales (poids propre) et horizontales (action du vent) à la structure porteuse du bâtiment, à savoir les dalles, les poutres de plancher ou les poteaux métalliques. Les points de fixation où sont transmises ces forces doivent être clairement définis et, dans la mesure du

possible, visitables. Les poutres métalliques du plancher, qu'elles soient parallèles ou perpendiculaires à la façade, offrent des possibilités idéales de fixation par boulonnage ou soudage des éléments d'assemblage. Les poteaux placés à l'intérieur offrent également de bonnes possibilités de fixation. La figure 5.21 présente trois exemples de fixation de panneaux de façade :

- Fixation sur la dalle (fig. 5.21(a)). La fixation est réalisée à l'aide de cornières à trous oblongs boulonnées sur des rails d'ancrage prévus aussi bien dans le panneau que dans la dalle.
- Fixation sur les poutres du plancher (fig. 5.21(b)). Le panneau, comportant des rails d'ancrage, est boulonné sur l'âme d'une solive de rive en profilé C parallèle à la façade.
- Fixation sur les poteaux métalliques (fig. 5.21(c)). L'élément préfabriqué en béton est boulonné sur le poteau, situé en retrait de la façade, par l'intermédiaire d'une console.

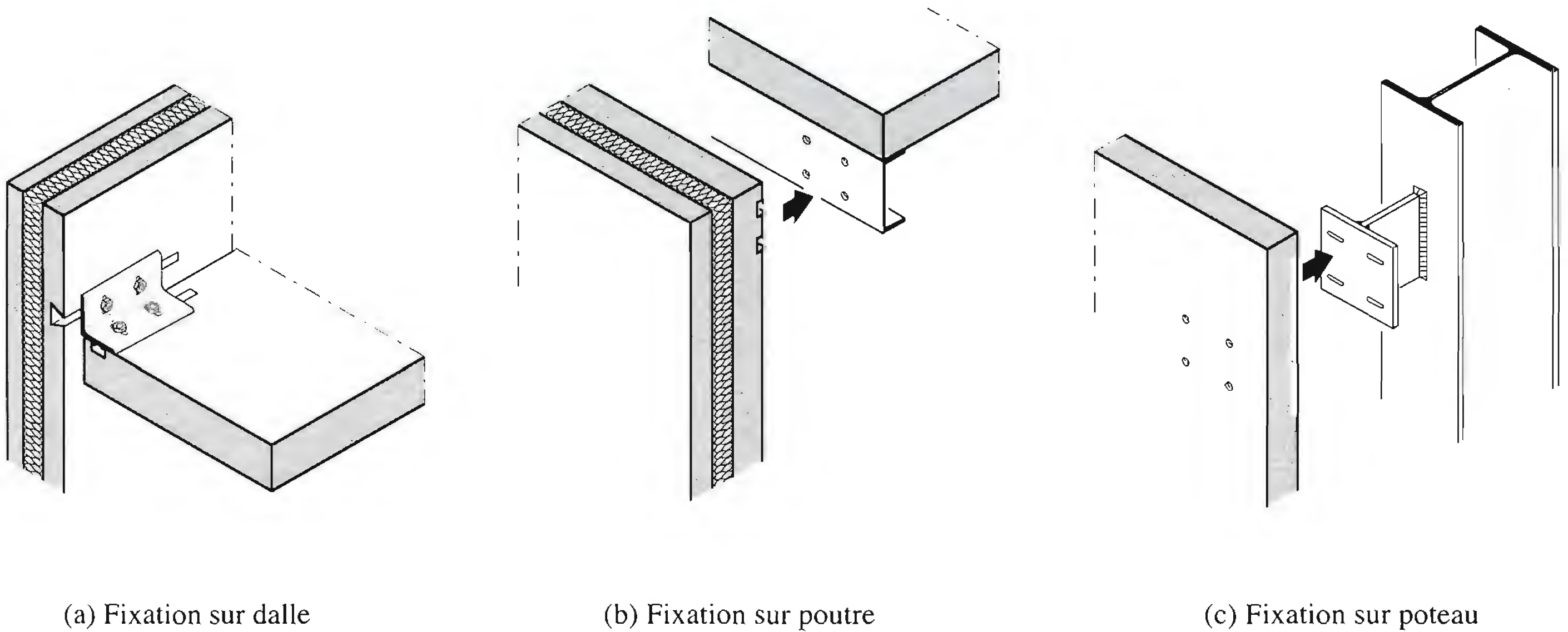


Fig. 5.21 Fixation des façades.

5.5.3 Façades légères

Les façades légères ont fait l'objet de nombreux développements au cours de ces dernières années. Actuellement ce sont les panneaux composites légers qui sont majoritairement utilisés. Les bardages en acier ont la préférence des constructeurs d'aujourd'hui car ils possèdent un rapport rigidité/masse très intéressant et une résistance au feu élevée par rapport aux autres métaux comme l'aluminium ou le zinc.

Ces façades, formées d'éléments raccordés entre eux par des joints, sont généralement fixées sur la face extérieure de la structure porteuse du bâtiment, leur poids propre et la pression ou la dépression du vent étant transmis à cette structure par des attaches. On peut distinguer deux types de façades légères : les *façades métalliques* et les *façades en verre*.

Façades métalliques

Selon le *mode de construction*, on distingue trois catégories de façades métalliques légères :

- les façades montées sur grille ou sur montants,
- les façades montées en panneaux,
- les bardages.

Les bardages ayant déjà été traités dans la section 5.4 se rapportant aux façades de halle, seules les deux premières catégories seront développées ci-après.

Façades montées sur grille ou sur montants. Ce mode de construction s'applique aussi bien aux façades rideaux suspendues devant les planchers (fig. 5.22(a)), qu'aux façades insérées entre les planchers, visibles à l'extérieur, ou en retrait (fig. 5.22(b)), avec dalles en porte-à-faux constituant balcons ou passerelles. Les montants porteurs de la façade peuvent donc être extérieurs (visibles), incorporés à la façade ou placés derrière elle. Des traverses intermédiaires peuvent être placées entre les montants au cas où les panneaux ont une hauteur inférieure à la hauteur d'étage, ce qui constitue alors une grille. Il est aussi possible d'utiliser les poteaux de l'ossature comme montants de façade. Ce réseau de profilés en acier permet de porter les éléments de façade réalisés avec des panneaux métalliques en alternance avec des surfaces vitrées et de transmettre la pression ou la dépression du vent à la structure porteuse. De manière générale, seuls les montants et les traverses sont liés à la structure du bâtiment. L'aspect architectural, l'esthétique d'une telle façade est donc dictée par la trame de la grille porteuse.

Ces façades peuvent être montées élément par élément ou par cadres préfabriqués. Le procédé de montage *élément par élément* nécessite un ordre précis d'exécution :

- montage et ajustage des constituants principaux de la grille,
- fixation des éléments secondaires sur les précédents,
- fixation des panneaux pleins et des menuiseries sur la grille.

Ce procédé facilite le transport des éléments de façade mais demande des temps de montage importants. Afin d'accélérer l'exécution d'une telle enveloppe, les constructeurs ont développé le système de *cadres préfabriqués*. On parle de cadre lorsque les raidisseurs verticaux (montants) et horizontaux (traverses) sont assemblés à l'usine formant ainsi des supports indépendants juxtaposés les uns aux autres lors du montage sur le chantier. La préfabrication en atelier est donc plus ou moins complète allant des cadres entièrement équipés jusqu'aux cadres nus qui, posés sous cette forme, reçoivent seulement sur le chantier les allèges et les menuiseries.

Façades montées en panneaux. Les façades légères sont aussi réalisées à l'aide de panneaux hauts d'un étage (fig. 5.22(c)) ou d'un demi-étage et fixés directement sur l'ossature primaire à l'aide de cornières et de boulons. Ces panneaux assurent simultanément la fermeture de la façade et la transmission de leur propre poids et de la pression du vent à la structure principale; ils ne nécessitent donc pas de sous-structure porteuse. Les châssis de fenêtre sont solidaires des panneaux. Ces éléments sortent donc de l'usine complètement achevés et équipés des dormants de fenêtre. Les mouvements horizontaux des dalles sont absorbés par les joints élastiques entre panneaux. Les variations dimensionnelles verticales sont compensées par une ovalisation des trous recevant les boulons de fixation.

Façades en verre

Ces façades sont composées uniquement de panneaux de verre transparent, teinté ou opaque, assurant la transmission de la pression du vent à la structure porteuse et la protection contre les agents extérieurs (eau, température, lumière). On distingue deux catégories de façades en verre :

- les façades à peau unique (fig. 5.23(a)),
- les façades à peau multiple (fig. 5.23(b)).

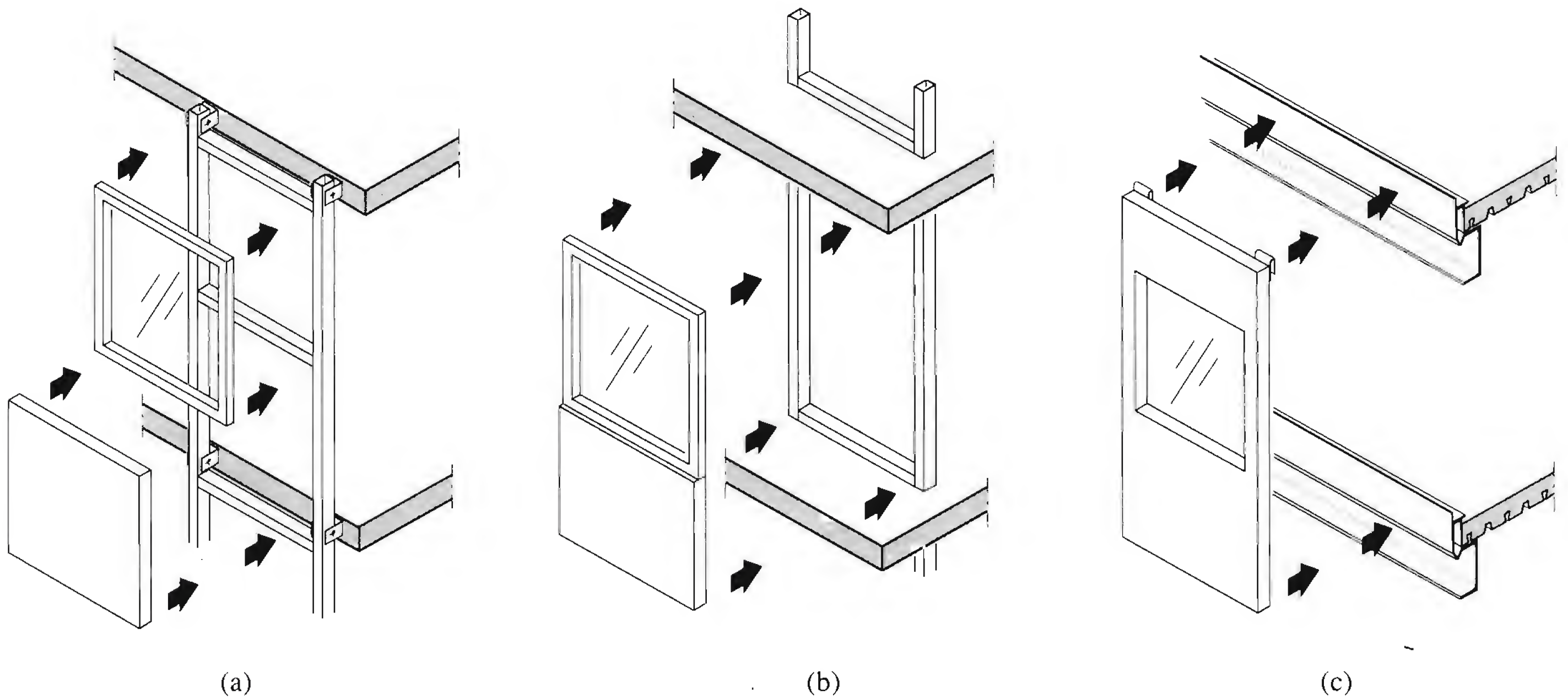


Fig. 5.22 Façades montées sur grille, sur montants ou en panneaux.

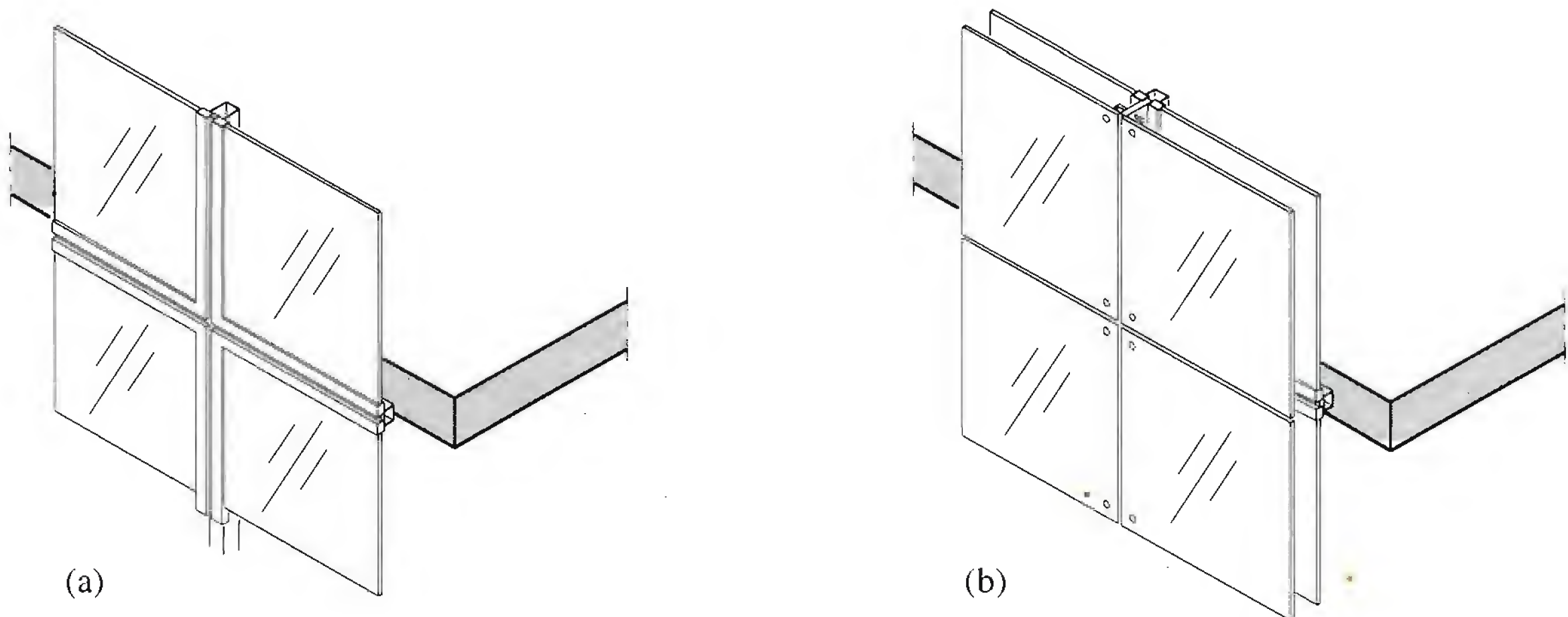


Fig. 5.23 Façades en verre.

Pour les *façades à peau unique*, un dispositif d'obscurcissement est placé à l'intérieur ou à l'extérieur de la peau. Pour les *façades à peau multiple*, le système de contrôle solaire est généralement disposé entre les voiles de verre. Les dimensions usuelles des panneaux de verre sont les suivantes :

- largeur: 1.0 à 2.0 m,
- hauteur: 1.0 à 3.0 m,
- épaisseur: 5 à 20 mm.

Types de verre. Il existe actuellement de nombreuses variétés de verre dont les caractéristiques permettent de répondre aux exigences propres à un ouvrage spécifique. Pour les applications dans le domaine du bâtiment, on peut citer notamment :

- Les verres de base contenant de l'oxyde de fer.
- Les verres teintés possédant des ajouts d'oxydes métalliques.

- Les verres sécurisés dont on distingue trois groupes principaux:
 - les verres armés, comportant un treillis d'armature noyé dans la masse, dont le but est d'empêcher la rupture du panneau en gros éclats tranchants;
 - les verres trempés, ayant subi un traitement thermique augmentant la résistance à la traction du verre d'un facteur 3 à 4; la rupture d'un tel verre se produit par petits éclats sur toute la surface du panneau;
 - les verres feuilletés, constitués de deux ou de trois couches de verre normal ou trempé collées sur un ou respectivement deux films intercalaires en matière synthétique résistant au déchirement; ces verres offrent une très bonne résistance aux chocs et à la flexion; grâce au film intercalaire, la rupture d'un panneau n'entraîne qu'une faible projection d'éclats; en conséquence, ces verres sont bien adaptés pour les verrières et les façades de bâtiment.

Sur ces verres de base peuvent être ajoutés des revêtements de surface particuliers modifiant les propriétés physiques (essentiellement optiques, comme un effet miroir par exemple).

Les façades de bâtiment en verre sont généralement conçues comme des façades rideaux. Leur ossature est composée de montants et de filières passant devant la structure porteuse du bâtiment et dont la liaison avec cette dernière est réalisée au niveau des planchers. Ce type d'ossature secondaire est identique à celui décrit pour les façades de halles.

Un nouveau type d'enveloppe en verre, contrastant avec la solution traditionnelle de la façade rideau, est actuellement en pleine expansion. Il s'agit du *verre structural* développé par le trio d'architectes Rice-Francis-Ritchie (RFR) au début des années 1990. A titre d'exemple, la figure 5.24 présente l'enveloppe des Serres de la Villette à Paris (Cité des Sciences et de l'Industrie) [5.7] composée d'une ossature tubulaire, de raidisseurs à câbles et du verre avec son système de suspension.

Fixation des façades en verre. Lorsque l'enveloppe de verre est de type façade rideau, la méthode fréquemment utilisée consiste à poser des menuiseries complètes, c'est-à-dire avec châssis ouvrants et dormants, dans la grille constituée des filières et des montants. L'étanchéité des joints entre ces éléments est effectuée avec des produits injectés ou des constituants en matière plastique. Leurs propriétés les rendent aptes à s'adapter aux mouvements des éléments sans qu'il y ait défaut d'étanchéité.

Les verres doivent être maintenus exempts de toute contrainte externe. Ils doivent être simplement appuyés sur deux tasseaux. En cas de verres inclinés, une étude détaillée du système d'appui doit être effectuée pour tenir compte des déformations hors plan. Dans l'exemple du verre structural de la figure 5.24, deux genres de pièces métalliques assurent la totalité de la fixation :

- la pièce de suspension qui permet de transférer le poids du verre dans l'ossature tubulaire;
- les pièces de liaison à un, deux ou quatre points, situées aux coins des panneaux de verre, dont le rôle est de lier ces derniers aux raidisseurs à câbles.

Ces pièces sont généralement constituées de composants en acier inoxydable obtenus par moulage. Les joints entre les panneaux de verre sont réalisés avec du silicone extrudé.

5.6 Tolérances et déformations

En plus de la connaissance des efforts à transmettre et des matériaux mis en œuvre, la conception d'une façade exige, lors du montage, la prise en compte des tolérances dimensionnelles de fabrication, et, en service, la prise en compte des déplacements relatifs entre les points de fixation des éléments de

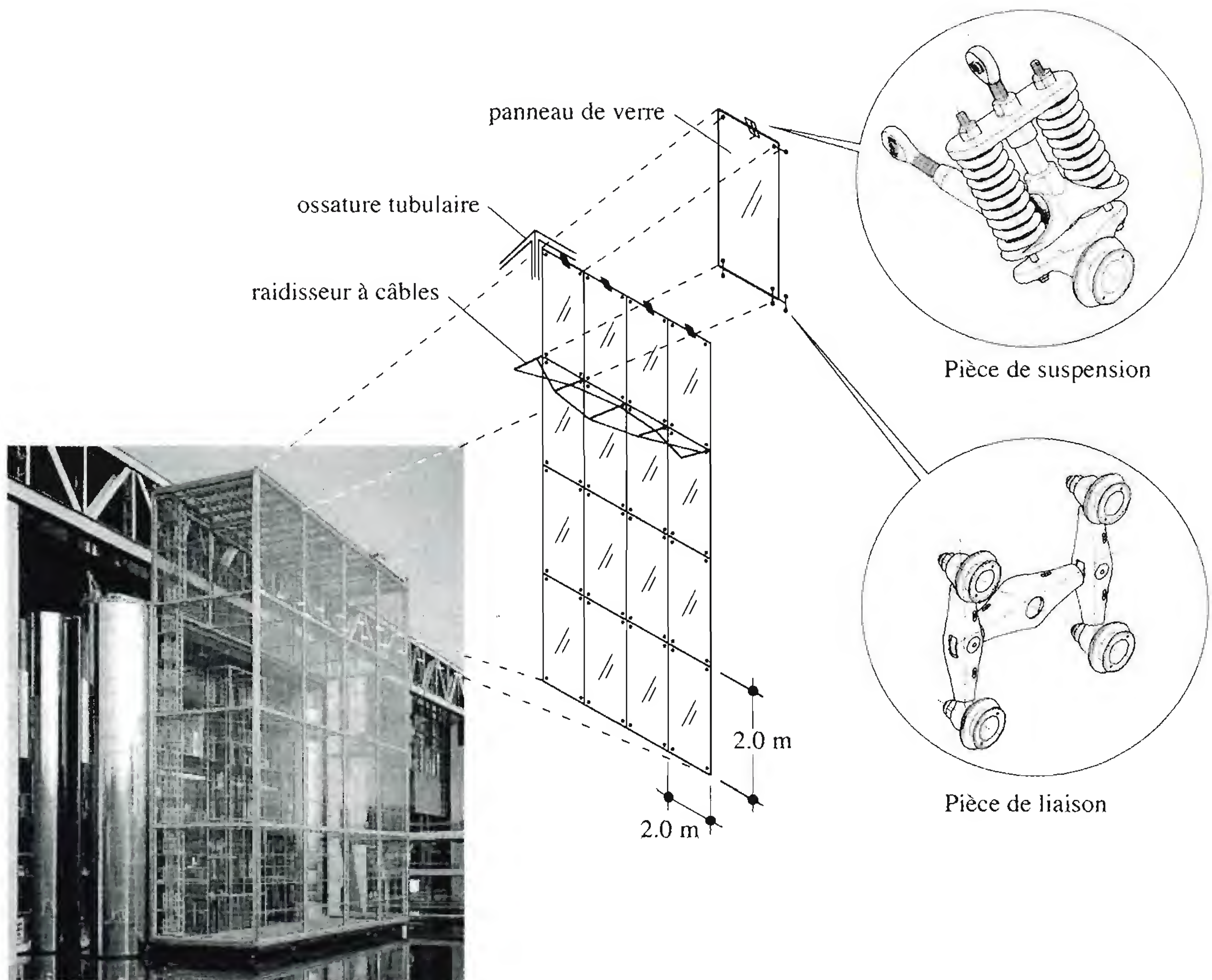


Fig. 5.24 Exemple de verre structural, tiré de [5.7].

façade et la structure porteuse du bâtiment, ainsi que des mouvements relatifs des éléments de façade entre eux.

5.6.1 Tolérances dimensionnelles

Les tolérances sont les écarts acceptables entre les dimensions théoriques et les dimensions réelles du support (ossature métallique, dalle en béton) et des éléments d'enveloppe à fixer. Lors du montage des façades, les pièces de fixation doivent donc être capables de compenser les tolérances dimensionnelles dans toutes les directions. La figure 5.25(a) présente un exemple de fixation d'un élément de façade permettant de compenser ces écarts.

Un autre problème de compensation des tolérances concerne la fixation d'un bardage constitué de panneaux métalliques lisses sur un mur en maçonnerie ou en béton. La façade doit être montée avec des tolérances très faibles – un défaut de rectitude de quelques millimètres suffit, par effet de réflexion différencié de la lumière, à rendre son aspect inacceptable – alors que la maçonnerie est mise en œuvre avec des tolérances beaucoup plus grandes. La solution consiste à fixer les panneaux contre le mur par l'intermédiaire de deux profils en équerre (fig. 5.25(b)). La première cornière est fixée contre le mur. La deuxième cornière est posée et fixée sur la première au moyen de vis autotaraudeuses, après avoir été réglée de façon parfaitement rectiligne, prête à recevoir le revêtement de façade.

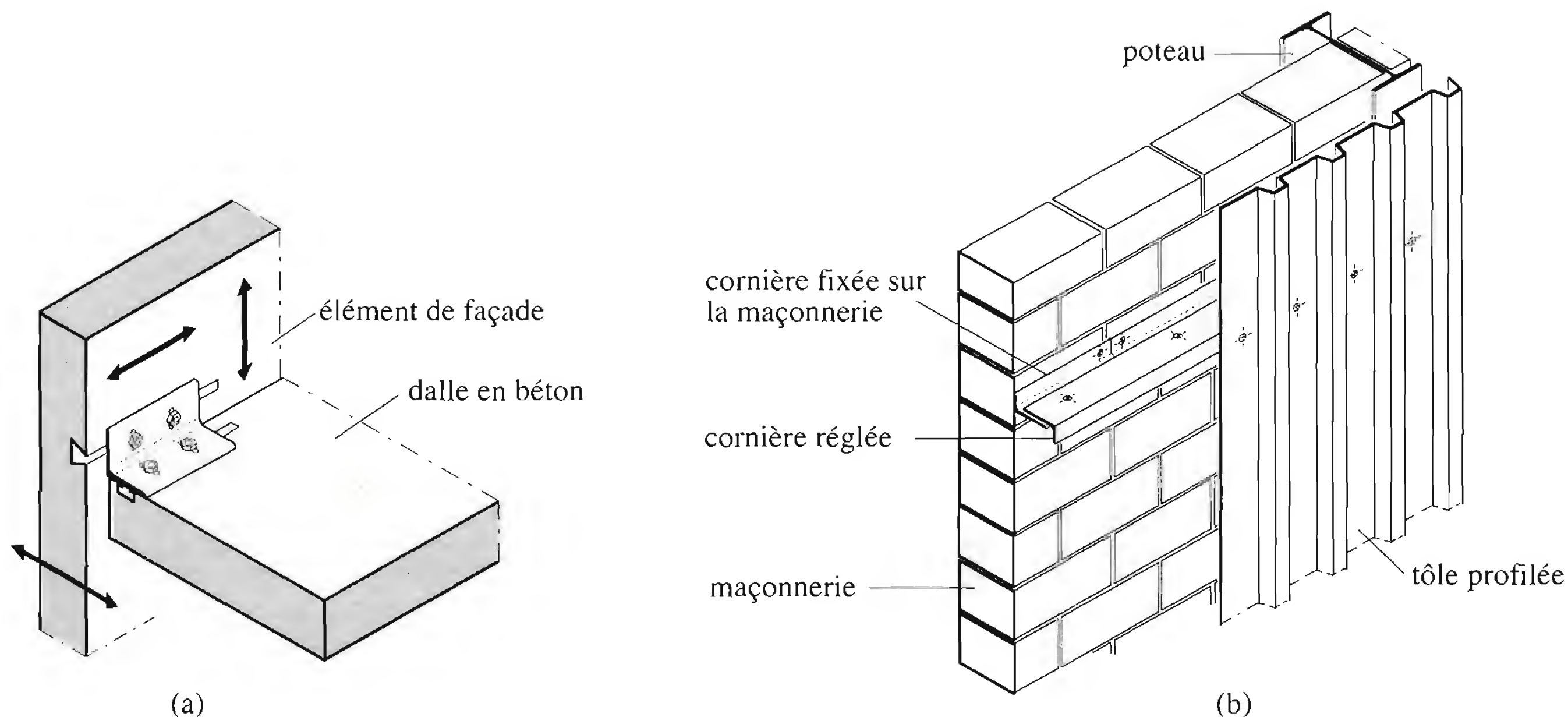


Fig. 5.25 Fixations de façade avec possibilités de réglage.

5.6.2 Déformations

Les déplacements relatifs d'un point de fixation de la façade par rapport à un autre sont les suivants :

- Déplacement horizontal des dalles dû à la dilatation thermique. La modification de la longueur des planchers intermédiaires n'est pas très importante pour la façade, la variation de la température à l'intérieur des bâtiments étant généralement faible. Les déformations de la toiture peuvent par contre être plus grandes, ce qui nécessite une étude plus approfondie des éléments de façade en liaison avec le toit.
- Déplacement vertical des planchers sous l'effet des charges (fig. 5.26(a)). La modification de la distance verticale entre planchers en façade peut être grande, surtout en cas de dalle en béton (déformation à long terme due au fluage). Ces flèches différentielles peuvent être particulièrement importantes en cas de porte-à-faux, une déformation angulaire du nez de la dalle pouvant également se produire (fig. 5.26(b)).
- Déplacement horizontal des planchers dû à la poussée latérale du vent. Ces déformations d'ensemble du bâtiment n'affectent en général les façades que dans le cas des immeubles de grande hauteur.

Des déformations de la façade elle-même, dues aux différences de température entre l'intérieur et l'extérieur du bâtiment, peuvent également donner lieu à des déplacements relatifs des points de fixation. En effet, les façades métalliques extérieures peuvent être exposées à des variations de température allant de -30°C à $+80^{\circ}\text{C}$, alors que les parois intérieures subissent de faibles variations ($+15^{\circ}\text{C}$ à $+25^{\circ}\text{C}$). Les éléments qui constituent la façade (poteaux, traverses, profils de cadre, panneaux, vitrage, etc.) subissent donc de fortes variations de longueur selon leur position dans la façade. Certains éléments traversants ont des températures différentes sur chaque face, ce qui provoque leur courbure.

A part ces déformations d'origine thermique, les éléments de la façade sont soumis à la pression du vent qui provoque des déformations angulaires par flexion. Ces déformations doivent être superposées aux déplacements relatifs des points de fixation situés sur le bâtiment.

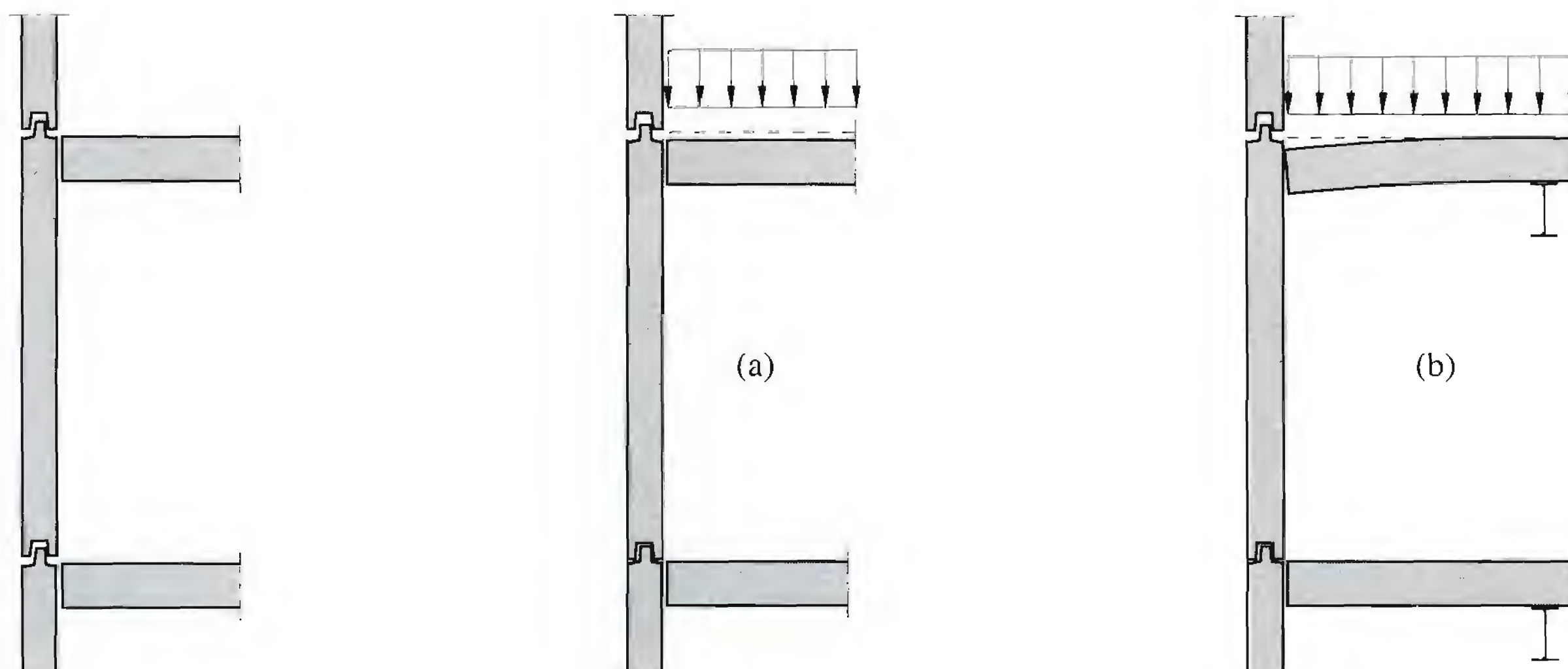


Fig. 5.26 Flèches différentielles des dalles en façade.

Les assemblages des éléments de façade sur la structure porteuse doivent donc être conçus et dimensionnés de façon à permettre les déplacements relatifs et les déformations. Si la façade est fixée rigidement à l'ossature, elle subit des contraintes mécaniques dont il faut tenir compte dans le dimensionnement de ses éléments.

Les joints de dilatation entre éléments de façade doivent pouvoir absorber les déplacements relatifs entre points de fixation. Dans les façades métalliques, le frottement entre éléments dû aux déplacements relatifs, en général d'origine thermique, peut produire un bruit gênant qui peut être évité par des fourrures en matière plastique.

Références

- [5.1] HART, F., HENN W. et SONTAG H., *Structure acier, Bâtiments à étages*, Dominique Vincent et Cie, Paris, 1974.
- [5.2] VITTONÉ, R., *Bâtir*, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 1996.
- [5.3] BLANC, A. MC EVOY, M. and PLANK, R., *Architecture and Construction in Steel*, E & FN SPON, Londres, 1992.
- [5.4] ROULET, C.-A., *Energétique du bâtiment, tomes 1 et 2*, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 1987.
- [5.5] POLIAK, J., *Eclairagisme, vol. I, II, III et IV*, Cours photocopié, EPFL, Lausanne.
- [5.6] Norme SIA 181 *Protection contre le bruit dans le bâtiment*, SIA Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1988.
- [5.7] RICE, P. et DUTTON H., *Le verre structurel*, 2^e édition, Editions du Moniteur, Paris, 1995.

6 Principes de dimensionnement, charges et actions



6.1 Introduction

Pour effectuer le dimensionnement d'une structure, il est nécessaire d'appliquer les principes définissant de façon claire les vérifications à effectuer pour garantir son aptitude au service et sa sécurité structurale. Comme les chapitres suivants (chap. 7 à 15) traitent du *dimensionnement* des constructions métalliques ou mixtes, le but du présent chapitre est de rappeler ces principes donnés dans le TGC volume 10 et de préciser les charges et les actions à considérer pour le domaine des halles et des bâtiments. Après avoir rappelé les principes des différentes vérifications à effectuer (sect. 6.2), nous montrons la façon dont les charges sont définies en Suisse, dans la norme SIA 160, et en Europe, dans les Eurocodes. Il ne s'agit pas de recopier fidèlement ces normes, mais de donner les renseignements nécessaires sur les charges et actions à prendre en considération dans l'application des principes de dimensionnement. Les charges et actions suivantes sont abordées :

- Section 6.3. Charges permanentes (poids de la structure porteuse et des éléments non porteurs).
- Section 6.4. Charges pendant la construction.
- Section 6.5. Charges utiles dans les bâtiments (locaux, entrepôts, parkings, etc.).
- Section 6.6. Actions climatiques (neige, vent et température).
- Section 6.7. Actions dues aux ponts roulants.
- Section 6.8. Actions accidentelles (choc, incendie et séisme).

La section 6.9 présente des exemples de conception et de prédimensionnement de la structure porteuse d'une halle industrielle et d'un bâtiment, ainsi que de détermination des charges et actions qui les sollicitent. Ces exemples serviront de base à tous les exemples numériques d'analyse et de vérification donnés dans cette partie DIMENSIONNEMENT du présent volume. Enfin une annexe A 6.1 donne quelques règles empiriques pour le prédimensionnement des éléments porteurs de halles et bâtiments à charpente métallique.

6.2 Principes de dimensionnement

6.2.1 Buts à atteindre

Lors de chaque projet de construction, les buts à atteindre peuvent, de façon générale, se définir ainsi :

- fournir au maître de l'ouvrage une construction qui réponde à ses attentes concernant l'utilisation qu'il veut en faire,
- garantir aux utilisateurs de cette construction un niveau de sécurité adéquat.

Ces deux buts généraux ne pourront être atteints que s'il y a une bonne définition des tâches et une bonne transmission des informations entre les différents intervenants. Ceci peut être mis en évidence en examinant les étapes suivantes du processus de construction (fig. 6.1) :

- Au début de la phase de planification de l'ouvrage, un dialogue entre le maître de l'ouvrage, d'une part, et l'architecte et/ou l'ingénieur, d'autre part, doit avoir lieu pour préciser l'utilisation souhaitée de la construction projetée. D'entente avec l'ingénieur, un *plan d'utilisation* est alors établi (TGC vol. 10, § 2.3.3).
- L'ingénieur est ensuite responsable, avec l'architecte, de la définition d'un *plan de sécurité* (TGC vol. 10, § 2.4.3), ainsi que celle des plans qui serviront de base à l'exécution de l'ouvrage.

Un **programme de contrôle** pour l'exécution sera également établi, afin d'avoir les moyens de s'assurer que l'exécution est conforme à ce qui a été exigé.

- Lors de la réception de la construction par le maître de l'ouvrage, un **programme de surveillance et d'entretien** lui est remis, afin qu'il soit conscient des règles d'utilisation nécessaires pour respecter les plans d'utilisation et de sécurité préalablement définis.

La représentation schématique du processus de construction et des documents d'organisation évoqués ci-dessus (fig. 6.1) met en évidence que les réflexions nécessaires pour garantir l'aptitude au service et la sécurité structurale d'une structure concernent :

- différentes personnes, à savoir le maître de l'ouvrage, l'architecte, l'ingénieur, d'éventuels spécialistes ainsi que certaines administrations,
- différents actes : la conception, la planification, le dimensionnement, l'exécution, le contrôle et l'utilisation,
- divers documents dans lesquels les éléments de décision sont consignés : plan d'utilisation, plan de sécurité, programme de contrôle, programme de surveillance et d'entretien.

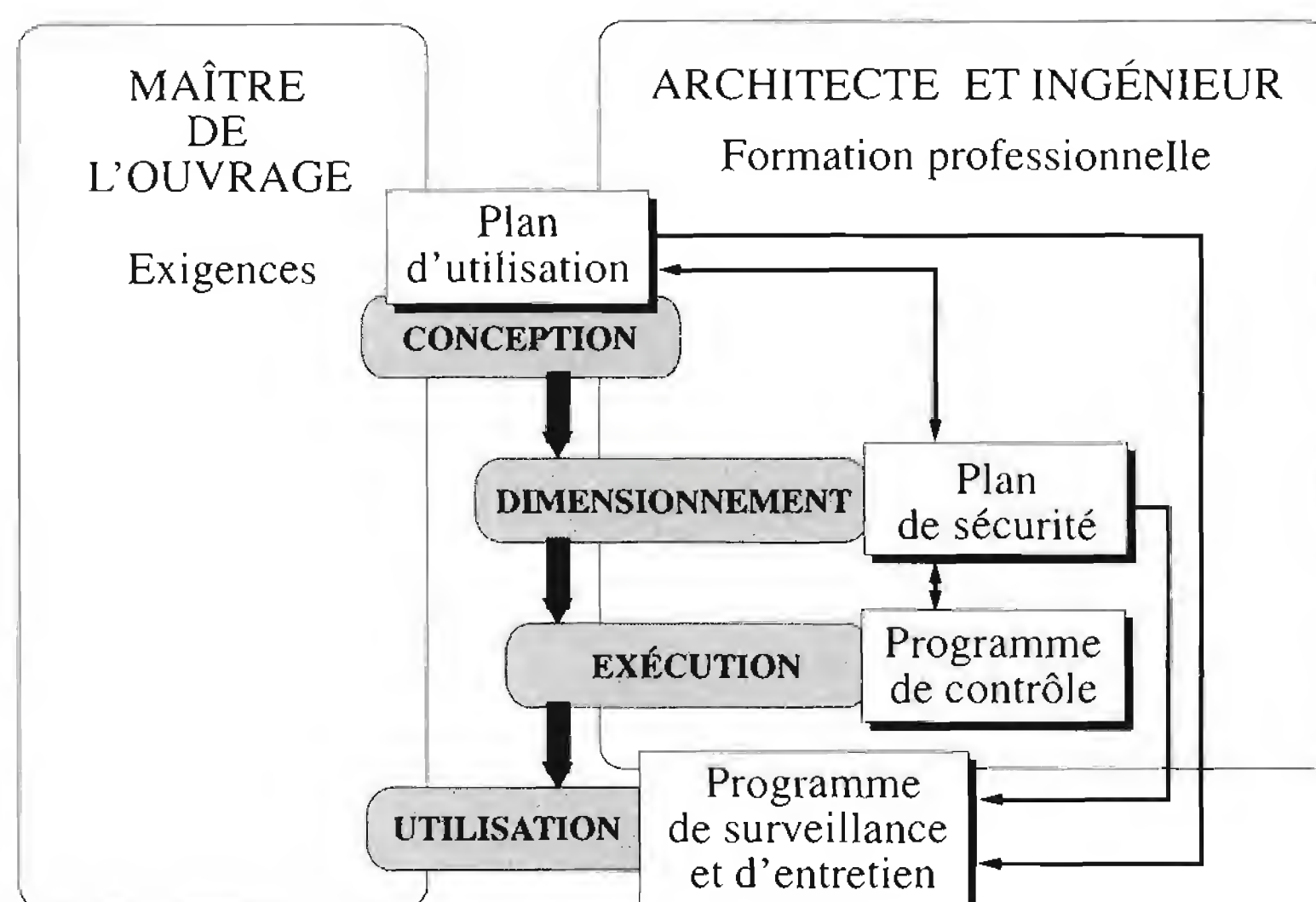


Fig. 6.1 Représentation schématique du processus de construction et des documents d'organisation.

Le contenu des plans d'utilisation et de sécurité est abordé plus en détail dans les paragraphes 2.3.3 et 2.4.3 du TGC volume 10. La suite de cette section contient quelques compléments d'explication sur les exigences relatives à l'aptitude au service et à la sécurité structurale.

Les Eurocodes utilisent la notion d'états limites pour caractériser les états au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux performances exigées. L'état limite ultime (ELU) correspond à la sécurité structurale et l'état limite de service (ELS) à l'aptitude au service. Terminologie mise à part, les principes énoncés sont semblables. Les combinaisons d'actions données dans les Eurocodes sont censées correspondre aux différentes situations de projet à prévoir pour la structure, qui doivent être examinées successivement et qui nécessitent des justifications séparées. Ce sont :

- les **situations durables**, qui font référence aux conditions d'utilisation normales,
- les **situations transitoires**, qui font référence à des conditions temporaires applicables à la structure, par exemple lors de son exécution ou de réparations,

- *les situations accidentelles, qui font référence à des conditions exceptionnelles applicables à la structure ou à son exposition, par exemple à un incendie, une explosion, un choc,*
- *les situations sismiques, qui font référence à des conditions exceptionnelles applicables à la structure lors de tremblements de terre.*

Plan d'utilisation

Le maître de l'ouvrage ayant défini les exigences auxquelles l'ouvrage à réaliser devra répondre pour l'usage qu'il en sera fait, l'architecte ou l'ingénieur envisage toutes les situations à considérer pour garantir une bonne aptitude au service. Il réunit ces considérations dans un document appelé plan d'utilisation contenant par exemple :

- la durée de service prévue,
- les états d'utilisation,
- les exigences relatives à l'aptitude au fonctionnement, à la durabilité et à l'aspect de la structure,
- les mesures prévues,
- les hypothèses de calcul les plus importantes.

Les mesures à prendre peuvent être de diverses natures, telles que par exemple :

- le choix d'un matériau approprié,
- le choix judicieux des dispositions pratiques et des détails de construction,
- la vérification par le calcul,
- une exécution soignée et conforme aux plans,
- une surveillance et un entretien appropriés.

Comme on le voit, la vérification par le calcul n'est qu'une mesure parmi d'autres permettant de garantir l'aptitude au service.

Plan de sécurité

L'étape suivante dans le processus de construction est l'établissement d'un plan de sécurité. Ce plan contient les réflexions de l'ingénieur concernant les menaces pesant sur la structure porteuse (appelées situations de risque) résultant de l'utilisation prévue ainsi que les mesures respectives à prendre pour assurer la sécurité exigée. Le plan de sécurité peut contenir par exemple :

- les situations de risque,
- les mesures prévues,
- les qualités du sol de fondation considérées,
- les principales hypothèses de calcul (système de stabilisation, conditions d'appui),
- les risques acceptés.

Il s'agit alors d'envisager les mesures suivantes :

- agir à l'origine du risque (par exemple l'éliminer, le réduire, limiter ses effets),
- prévoir des surveillances, des contrôles, des systèmes d'alarme,
- calculer et dimensionner afin d'avoir une capacité portante suffisante,
- accepter un risque (chute d'un avion, par exemple).

La vérification par calcul (ou dimensionnement) est l'une des mesures importantes à prendre pour garantir la sécurité de la structure porteuse. Elle peut conduire à reconsidérer certaines mesures envisagées ou montrer la nécessité de compléter les mesures initialement prévues.

6.2.2 Aptitude au service

Lorsque l'aptitude au service doit être contrôlée au moyen d'un calcul, il s'agit de vérifier si la structure porteuse présente un comportement qui se situe dans les limites convenues entre le maître de l'ouvrage et ses mandataires ou dans celles fixées par des normes. Ces limites peuvent notamment se rapporter :

- à la fissuration,
- aux déformations,
- au glissement des assemblages,
- aux vibrations.

La vérification par le calcul de l'aptitude au service consiste alors, de façon générale, à contrôler que la condition suivante est satisfaite :

$$f(S_{ser}) \leq f_{lim} \quad (6.1)$$

$f(S_{ser})$: valeur calculée avec la sollicitation de service S_{ser}
 f_{lim} : valeur limite convenue dans le plan d'utilisation ou définie dans une norme

La sollicitation de service S_{ser} peut s'exprimer de façon générale par la formulation suivante :

$$S_{ser} = S(G_m, Q_{ser,court}, \Sigma Q_{ser,long}) \quad (6.2)$$

G_m : valeur moyenne du poids propre de la structure porteuse
 $Q_{ser,court}$: valeur de courte durée d'une action variable (il s'agit de la part de l'action pouvant être présente pendant une période restreinte)
 $\Sigma Q_{ser,long}$: somme des valeurs de longue durée des actions (il s'agit soit d'actions permanentes soit d'actions variables agissant pendant une longue période)

Les valeurs limites dépendent du type de construction et du type d'élément de construction. En ce qui concerne les déplacements, elles sont en général données sous forme de valeurs limites indicatives des flèches dans les normes de construction. En ce qui concerne les vibrations, il faudra éviter la mise en résonance de la structure en prévoyant des dispositions de construction adéquates. Les normes proposent aussi des valeurs de fréquence propre à éviter pour les ouvrages susceptibles d'être mis en vibration sous l'effet de mouvements rythmiques.

Selon l'Eurocode 1, la vérification de l'aptitude au service consiste à satisfaire la condition :

$$E_d \leq C_d \quad (6.3)$$

E_d : valeur de calcul de l'effet des actions déterminée sur la base d'une combinaison

C_d : valeur nominale ou fonction de certaines valeurs de calcul des propriétés des matériaux liées aux effets de calcul des actions considérées

Pour les structures de bâtiment, l'Eurocode 1, partie 1, donne deux combinaisons d'actions simplifiées à prendre en compte pour les états limites de service:

a) situations de projet avec une seule action variable Q_{k1} :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k1} \quad (6.4)$$

b) situations de projet avec deux actions variables Q_{ki} ou davantage:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + 0.9 \sum_{j \geq 1} Q_{ki} \quad (6.5)$$

6.2.3 Sécurité structurale

La vérification par le calcul représente une des mesures possibles pour garantir la sécurité structurale. Elle est à effectuer pour chacune des situations de risque à laquelle s'applique cette mesure, qui consiste à comparer les valeurs de dimensionnement de la sollicitation et de la résistance:

$$S_d \leq R_d \quad (6.6)$$

S_d : valeur de dimensionnement de la sollicitation

R_d : valeur de dimensionnement de la résistance

Dans sa forme générale, la valeur de dimensionnement de la sollicitation peut être définie pour chaque situation de risque examinée par l'expression suivante:

$$S_d = S(G_d, Q_d, \sum Q_a) \quad (6.7)$$

$S(\dots)$: sollicitation due à un ensemble d'actions

G_d : valeur de dimensionnement du poids propre de la structure porteuse

Q_d : valeur de dimensionnement de l'action prépondérante

$\sum Q_a$: somme des actions concomitantes

Lorsque l'action prépondérante est une action permanente ou une action variable, la valeur de dimensionnement de la sollicitation s'exprime par la relation suivante:

$$S_d = S(\gamma_G G_m, \gamma_Q Q_r, \sum \psi Q_r) \quad (6.8)$$

γ_G : facteur de charge applicable au poids propre de la structure porteuse

G_m : valeur moyenne du poids propre de la structure porteuse

γ_Q : facteur de charge applicable à l'action prépondérante

- Q_r : valeur représentative de l'action (définie dans la norme SIA 160)
 $\sum \psi Q_r$: somme des actions concomitantes
 ψ : facteur de charge applicable à l'action concomitante

Les normes SIA définissent la valeur de dimensionnement de la résistance de la façon suivante :

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R} \quad (6.9)$$

La résistance ultime R peut être déterminée conformément aux règles contenues dans les chapitres 7 et suivants de ce volume ainsi que dans les différentes normes de construction. Ces dernières définissent également les valeurs du facteur de résistance γ_R . Ce facteur tient notamment compte des différences entre le système porteur réel et le modèle considéré dans le calcul, des simplifications et imprécisions du modèle de résistance ainsi que des imprécisions relatives aux dimensions des sections. Dans les normes SIA, il vaut :

- pour les structures métalliques et mixtes acier-béton : $\gamma_{Ra} = \gamma_{Rb} = 1.1$
- pour les structures en béton : $\gamma_{Rc} = 1.2$

Selon l'Eurocode 1, partie 1, la vérification de la résistance dans le cadre de l'état limite de rupture ou de déformation excessive d'une section, d'un élément ou d'un assemblage, est donnée par l'expression :

$$E_d \leq R_d \quad (6.10)$$

E_d : valeur de calcul de l'effet des actions déterminée sur la base d'une combinaison

R_d : résistance de calcul correspondante, donnant à toutes les propriétés structurales leurs valeurs de calcul respectives

Pour les structures de bâtiment, l'Eurocode 1, partie 1, donne deux combinaisons d'actions simplifiées à prendre en compte pour les situations durables et transitoires :

a) situations de projet avec une seule action variable Q_{k1} :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + 1.5 Q_{k1} \quad (6.11)$$

b) situations de projet avec deux actions variables Q_{ki} ou davantage :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + 1.35 \sum_{i \geq 1} Q_{ki} \quad (6.12)$$

L'Eurocode 3, partie 1-1, définit la valeur de calcul de la résistance R_d de la façon suivante :

$$R_d = \frac{R(X_k, a_k, \dots)}{\gamma_M} \quad (6.13)$$

X_k : valeur caractéristique des propriétés des matériaux
 a_k : valeur caractéristique des données géométriques
 γ_M : facteur de résistance

avec les facteurs de résistance suivants:

- pour les vérifications de résistance en section:
 $\gamma_{M0} = 1.0$ à 1.1 ,
- pour les vérifications aux instabilités des barres:
 $\gamma_{M1} = 1.1$ (applicable aux résistances basées sur la limite d'élasticité f_y),
- pour les vérifications des éléments de fixation et des assemblages:
 $\gamma_{M2} = 1.25$ (applicable aux résistances basées sur la résistance à la traction f_u).

L'Eurocode 2, partie 1-1, définit quant à lui R_d directement à partir des valeurs de dimensionnement des propriétés des matériaux ou des données géométriques:

$$R_d = R(X_d, a_d, \dots) \tag{6.14}$$

Le facteur de résistance γ_M , égal à 1.5 pour les caractéristiques du béton et à 1.15 pour celles de l'acier d'armature passif ou de précontrainte, intervient alors dans la définition des valeurs de dimensionnement des caractéristiques des matériaux:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \tag{6.15}$$

tandis que la valeur de dimensionnement des données géométriques est en général égale à sa valeur nominale.

6.3 Charges permanentes

6.3.1 Poids propre de la structure porteuse

Le poids propre de la structure porteuse à considérer tant pour la vérification de l'aptitude au service que de la sécurité structurale se base sur la valeur moyenne G_m obtenue à partir des dimensions théoriques de la structure. Les charges volumiques moyennes des principaux matériaux de construction sont contenues dans le tableau 6.2.

Tableau 6.2 Charges volumiques moyennes des principaux matériaux de construction.

Matériau	Charge volumique [kN/m ³]
aluminium	27
acier	78.5
béton armé	25
béton non armé	24
béton léger	≤ 20
bois	≤ 8

6.3.2 Poids des éléments non porteurs

Tout comme pour le poids propre de la structure porteuse, la valeur représentative Q_r du poids des éléments non porteurs, pour la vérification de la sécurité structurale, est égale à la valeur moyenne obtenue en multipliant les dimensions théoriques de l'élément considéré par la charge volumique moyenne. Les normes de charge (par ex. norme SIA 160, Eurocode 1) contiennent des tableaux de charge volumique des éléments non porteurs tels que les galandages, les revêtements, les toitures et les façades, l'isolation, etc.

Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de service de longue durée est égale à la valeur représentative Q_r définie ci-dessus. Ceci se justifie dans la mesure où il s'agit de charges permanentes qui seront très probablement présentes durant toute la durée de service prévue de l'ouvrage.

Dans le cas particulier des constructions mixtes acier-béton, le béton frais mis en place constitue encore, avant durcissement, un élément non porteur. Son poids doit être estimé en fonction de son épaisseur théorique figurant sur les plans d'exécution. Dans le cas d'éléments très souples (tôle profilée par exemple), il faut tenir compte, si nécessaire, du surplus de béton dû à la flèche de l'élément sous l'effet du poids du béton frais (fig. 6.3). Le poids de ce surplus g_c^+ vaut :

$$g_c^+ \cong w_g \rho_c \quad (6.16)$$

g_c^+ : charge uniformément répartie équivalente au poids du surplus de béton

w_g : flèche maximale de la tôle due au poids propre de la tôle et au poids théorique du béton frais d'épaisseur h_c

ρ_c : charge volumique du béton frais

Si $w_g < l/250$ ou 20 mm, on admet que le poids du surplus de béton g_c^+ est inclus dans le poids du béton frais g_c .

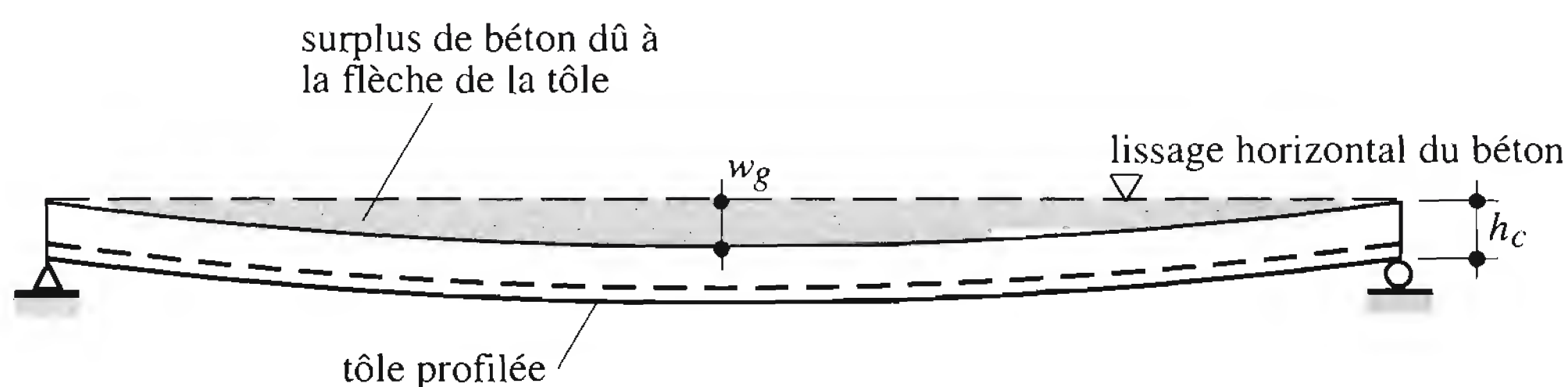


Fig. 6.3 Effet d'accumulation du béton dû à la flèche de la tôle.

6.4 Charges pendant la construction

Lors du montage d'une charpente métallique ou lors du bétonnage d'une structure mixte acier-béton, des charges de construction particulières peuvent se produire. Elles ne seront plus présentes lorsque le montage sera terminé ou lorsque le béton aura acquis toute sa résistance après durcissement. Il peut s'agir par exemple :

- d'une accumulation locale de béton sur une tôle profilée ou sur un coffrage de dalle de poutre mixte provoquée par la vidange d'une benne de béton frais ou par l'acheminement de béton pompé par canalisation,

- de l'effet d'impact provoqué par cette vidange,
- du poids des ouvriers procédant au bétonnage de la dalle et du poids des équipements,
- du poids de l'échafaudage de la dalle suspendu à la poutre métallique ou reposant sur le plancher inférieur,
- de l'effet d'une charge ponctuelle sur la tôle profilée qui sert provisoirement de plate-forme de travail avant d'être recouverte de béton.

La charge de construction correspondant aux trois premiers points ci-dessus est donnée par exemple dans les Eurocodes. Selon l'Eurocode 4, partie 1-1, on peut admettre comme valeur représentative des charges de construction q_m (y compris tout surplus de béton) une charge de 1.5 kN/m^2 répartie sur une surface de $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ et de 0.75 kN/m^2 sur le reste de la surface de coffrage (fig. 6.4).

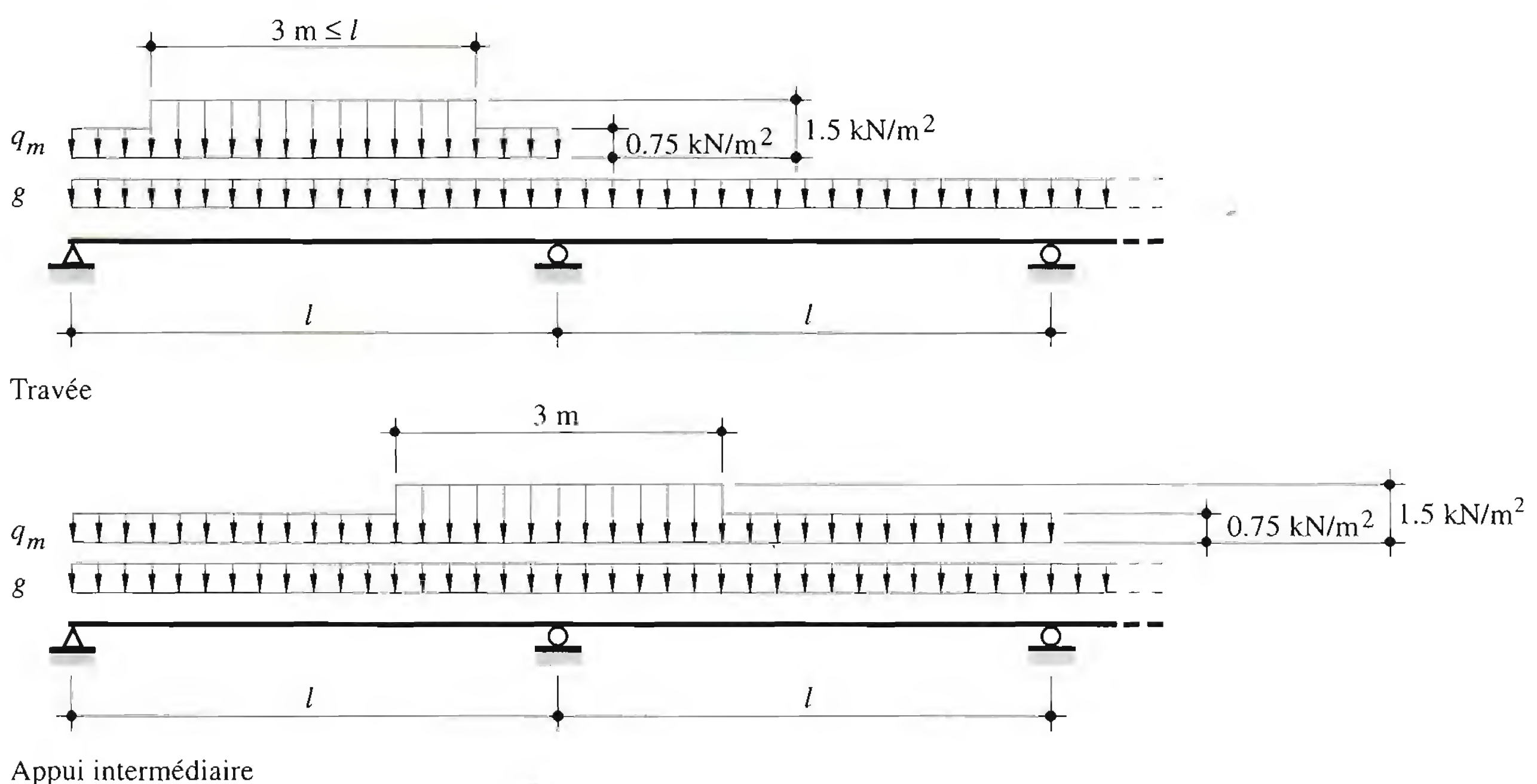


Fig. 6.4 Charges de construction sur une tôle profilée de dalle mixte.

Le poids des ouvriers doit également être considéré comme charge de construction sur la tôle profilée avant bétonnage. La référence [6.1] préconise une charge caractéristique ponctuelle, correspondant au poids d'un ouvrier, de 1 kN agissant sur une surface de $0.3 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}$ ou une charge caractéristique linéique (largeur 0.2 m), perpendiculaire aux nervures de la tôle, de 2 kN/m . D'autres situations peuvent être imaginées en fonction du processus de construction adopté.

6.5 Charges utiles dans les bâtiments

Selon la fonction et l'affectation des bâtiments, on peut distinguer entre les trois groupes de surfaces utilisables suivants (fig. 6.5):

- les surfaces des locaux habitables, commerciaux ou administratifs,
- les surfaces des entrepôts, des locaux de fabrication, des archives et des silos,
- les surfaces des parkings et les surfaces accessibles au trafic.

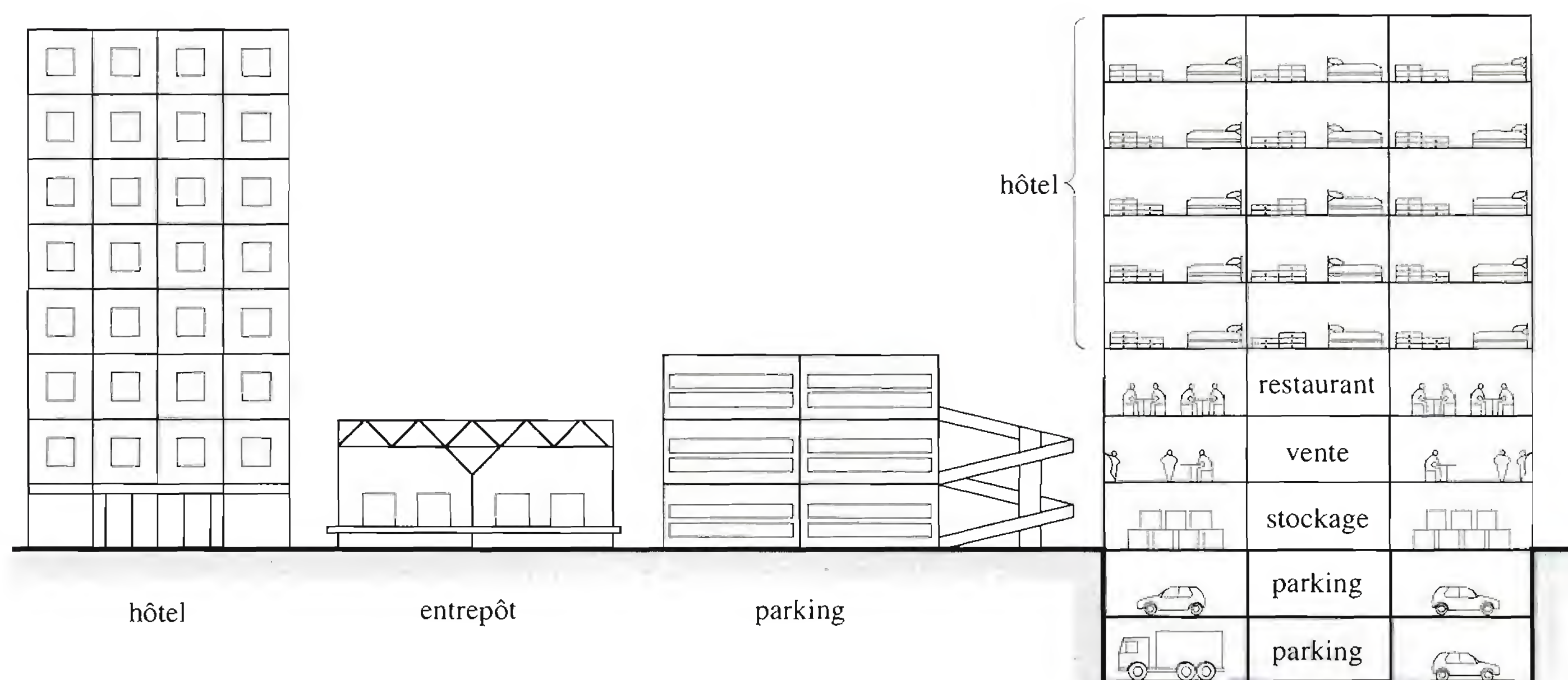


Fig. 6.5 Charges utiles dans les bâtiments.

6.5.1 Locaux habitables, commerciaux ou administratifs

Les surfaces de ce groupe de locaux sont encore classées en quatre catégories correspondant à leur utilisation, à savoir :

- A : les locaux d'habitation et les chambres d'hôtel,
- B : les locaux publics,
- C : les locaux accessibles au public permettant de grands rassemblements,
- D : les locaux de vente.

Il est particulièrement nécessaire de bien connaître l'affectation des différentes surfaces, car les charges réparties à considérer peuvent grandement varier d'une catégorie à l'autre : leur valeur représentative vaut en effet 2.0, 3.0, 4.0 ou 5.0 kN/m² selon qu'il s'agit de la catégorie A, B, C ou D, respectivement. Les valeurs de service dépendent fortement du type d'affectation et de la durée d'application ; elles peuvent valoir entre le quart de la valeur représentative (cas de la catégorie A pour la valeur de longue durée) et une valeur égale à la valeur représentative (cas des catégories C et D pour les actions de courte durée).

L'Eurocode 1, partie 2.1, définit une cinquième catégorie E de surfaces, à savoir celles susceptibles de recevoir une accumulation de biens et leurs accès (dépôt, bibliothèque, etc.). La valeur représentative de la charge peut alors atteindre 6.0 kN/m².

Précisons encore qu'une réduction de la charge utile peut être effectuée dans un bâtiment ayant trois étages ou plus de surfaces classées dans les catégories A et B, pour tenir compte d'une probabilité réduite d'avoir en même temps tous les étages chargés de manière extrême (voir exemple du paragraphe 6.9.4). La réduction peut aller jusqu'à environ 45%.

6.5.2 Entrepôts, locaux de fabrication, archives et silos

Les éléments pouvant être stockés à l'intérieur d'entrepôts, de locaux de fabrication, d'archives ou de silos peuvent être de nature très diverse. Il n'est donc pas possible de prescrire dans une norme une

valeur particulière pour ce type d'ouvrage, car c'est à l'ingénieur et au maître de l'ouvrage qu'il revient de fixer une valeur nominale q_{nom} à considérer. Cette valeur sera affichée dans les locaux correspondants, pour garantir une utilisation conforme des surfaces disponibles. Le programme de surveillance et d'entretien doit imposer au maître de l'ouvrage un contrôle de cette valeur, afin d'avoir une garantie du respect, au cours du temps, du niveau de charge q_{nom} convenu.

Pour la vérification de la sécurité structurale, la valeur représentative q_r sera prise égale à la valeur nominale q_{nom} convenue. Pour le contrôle de l'aptitude au service, les charges utiles seront définies en fonction des états d'utilisation et des exigences relatives au comportement de la structure porteuse. La norme SIA 160 propose une valeur de courte durée $q_{ser,court}$ égale à la valeur nominale q_{nom} définie ci-dessus, et une valeur de longue durée $q_{ser,long}$ plus petite ou égale à cette même valeur nominale. C'est donc à l'ingénieur qu'il revient de discuter avec le maître de l'ouvrage du cas particulier de la structure projetée, et de définir dans les plans d'utilisation et de sécurité les charges à considérer.

6.5.3 Parkings et surfaces accessibles au trafic

Ce groupe de bâtiment est subdivisé en deux catégories, selon le poids des véhicules pouvant y accéder :

- E : véhicules jusqu'à 3.5 t,
- F : véhicules jusqu'à 16 t.

Les catégories correspondantes de l'Eurocode 1, partie 2.1, portent les lettres F et G, respectivement.

Pour la vérification de telles structures, il faudra considérer la superposition d'une charge répartie q , représentant un ensemble de plusieurs véhicules, et d'une charge concentrée Q , représentant l'action locale d'une roue de véhicule.

Aucune valeur de service de longue durée n'est en général imposée par les normes relatives aux charges et actions, dans la mesure où la nature même des charges dues aux véhicules routiers fait qu'elles agissent sur une période de temps relativement courte. La question de la valeur de ce type de charge devrait donc être examinée avec le maître de l'ouvrage.

Tout comme certaines catégories de locaux habitables, commerciaux ou administratifs, une réduction de la charge utile peut être envisagée pour les éléments porteurs de bâtiments ayant trois étages ou plus de surfaces classées dans les catégories E et F. La réduction peut aller jusqu'à 30% environ.

Précisons encore qu'il y a lieu de considérer les charges dues au trafic routier, utilisées pour le calcul des ponts-routes, pour vérifier les éléments porteurs des surfaces accessibles à des véhicules plus lourds que 16 t. Il peut s'agir par exemple des accès pour véhicules de défense contre l'incendie ou des parkings extérieurs sans contrôle d'accès à l'entrée.

6.6 Actions climatiques

6.6.1 Neige

La charge de neige s sur un terrain horizontal peut être établie à partir de mesures de la hauteur de la couche de neige au sol; en Suisse, elle dépend essentiellement de l'altitude du lieu et du microclimat local. Dans les normes, on tient compte en général de l'influence du climat local en adaptant l'altitude du lieu. Cette

adaptation est donnée par une carte géographique indiquant les régions où l'altitude du lieu doit être diminuée ou augmentée pour calculer la charge de neige au sol s . Sur la base d'une période de retour d'environ 50 ans (prise comme référence tant dans les normes SIA que dans les Eurocodes), il a pu être établi que la charge de neige au sol pouvait varier de 0.9 kN/m^2 en plaine à environ 20 kN/m^2 à 2000 m d'altitude.

Pour la vérification de la sécurité structurale, la valeur représentative q_r de la charge de neige à considérer sur la toiture est influencée par la forme de cette dernière (fig. 6.6):

$$q_r = \zeta s \quad (6.17)$$

s : charge de neige sur un terrain horizontal

ζ : coefficient de forme de toiture

Le coefficient de forme de toiture vaut par exemple:

- pour les toits plats à un pan, inclinés de moins de 30° : $\zeta = 0.8$
- pour les toits plats à deux pans, inclinés de moins de 15° : $\zeta = 0.8$
- pour les toits plats à un ou deux pans, inclinés de plus de 60° : $\zeta = 0.0$
- sur certaines parties des toitures en forme de shed : $\zeta = 1.6$

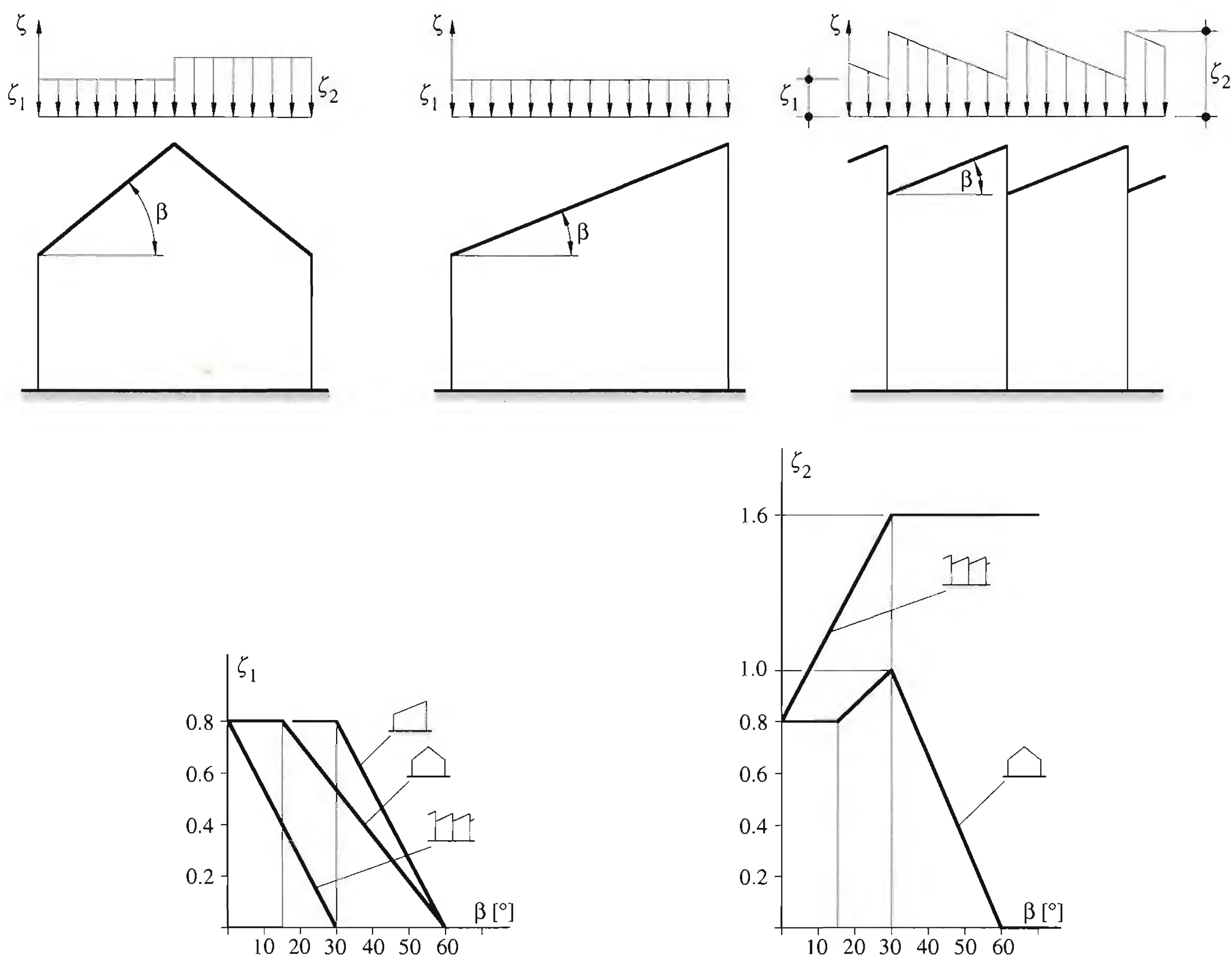


Fig. 6.6 Action due à la neige sur les toitures.

L'Eurocode 1, partie 2.3, donne l'expression suivante pour la charge de neige sur les toitures :

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (6.18)$$

μ_i : coefficient de forme de toiture

C_e : coefficient d'exposition au vent (en général $C_e = 1.0$)

C_t : coefficient d'isolation thermique (en général $C_t = 1.0$)

s_k : valeur caractéristique de la charge de neige au sol

Les valeurs de μ_i correspondent à différentes formes de toiture (à un pan, à deux pans, en shed, cylindrique, à changement brusque de hauteur, etc.). Les valeurs μ_i pour toiture à un ou deux pans correspondent aux valeurs ζ de la norme SIA 160, avec possibilité d'interpoler entre les pentes de 30° et 60°. L'Eurocode 1 donne également les charges de neige en porte-à-faux des bords de toit à prendre en considération sous forme de charge linéique.

Pour le contrôle de l'aptitude au service, la valeur de courte durée $q_{ser,court}$ doit correspondre à la charge qui agit immédiatement après une chute de neige; elle est donc égale à la valeur représentative q_r définie ci-dessus. Quant à la valeur de longue durée $q_{ser,long}$, elle correspond en principe à une durée d'application de 120 jours (4 mois); elle peut donc varier, suivant l'altitude, entre 0% (jusqu'à 1000 m) et 50% (pour 2000 m) de la valeur représentative q_r .

6.6.2 Vent

L'action due au vent est directement proportionnelle à sa pression dynamique q , qui dépend elle-même de la vitesse du vent selon la relation suivante :

$$q = \frac{\rho}{2} v^2 \quad (6.19)$$

ρ : densité de l'air (fonction de la pression atmosphérique, de la température et de l'humidité; en général admise égale à 1.25 kg/m³)

v : vitesse du vent

Pour la vérification de la sécurité structurale, on se base en Suisse sur les valeurs statistiques de la vitesse de pointe du vent avec période de retour de 50 ans extrapolée à 120 ans, soit environ 165 km/h. La valeur représentative $q_r = 0.9$ kN/m² de la pression dynamique de la norme SIA 160 est obtenue en divisant la valeur extrême (de dimensionnement) par le facteur de charge $\gamma_Q = 1.5$ et en tenant compte d'un facteur de système de 1.1.

Dans certaines vallées alpines particulièrement exposées au *Föhn*, cette pression dynamique peut cependant valoir jusqu'à 1.4 kN/m² (voir norme SIA 160, annexe A3, carte 2). Pour la vérification de l'aptitude au service, une période de retour de 10 ans est proposée (grandeur à considérer en principe à défaut d'autres indications); on obtient ainsi une valeur de courte durée $q_{ser,court}$ égale à 80% de la valeur représentative q_r .

Les forces dues au vent agissant sur un ouvrage peuvent être prises en compte dans le dimensionnement soit comme des forces globales, soit comme la somme des pressions locales agissant sur des

parties de surfaces (fig. 6.7). Pour déterminer ces forces globales et ces pressions locales, la pression dynamique du vent doit être multipliée par différents coefficients. La norme SIA 160 donne les expressions suivantes:

Forces globales perpendiculaires à la surface:

$$Q_j = C_j C_{red} C_{dyn} C_h q A_j \quad (6.20)$$

Forces globales tangentiellles à la surface:

$$Q_t = C_t C_{red} C_{dyn} C_h q A_t \quad (6.21)$$

Pressions extérieures:

$$q_e = C_{qe} C_h q \quad (6.22)$$

Pressions intérieures:

$$q_i = C_{qi} C_h q \quad (6.23)$$

- C_j : coefficient de force ($j = 1,2,3$) selon tableaux de l'annexe A2 de la norme SIA 160
 C_{red} : coefficient de réduction applicable aux forces sur l'ensemble d'un bâtiment
 C_{dyn} : coefficient dynamique applicable aux forces sur l'ensemble d'un bâtiment
 C_h : coefficient de hauteur, fonction de la hauteur du bâtiment et de sa position
 C_t : coefficient de frottement selon tableaux de l'annexe A2 de la norme SIA 160
 C_{qe} : coefficient de pression extérieure selon tableaux de l'annexe A2 de la norme SIA 160
 C_{qi} : coefficient de pression intérieure selon tableaux de l'annexe A2 de la norme SIA 160
 q : pression dynamique donnée par l'expression (6.19)
 A_j, A_t : surfaces de référence pour forces globales, selon tableaux de l'annexe A2 de la norme SIA 160

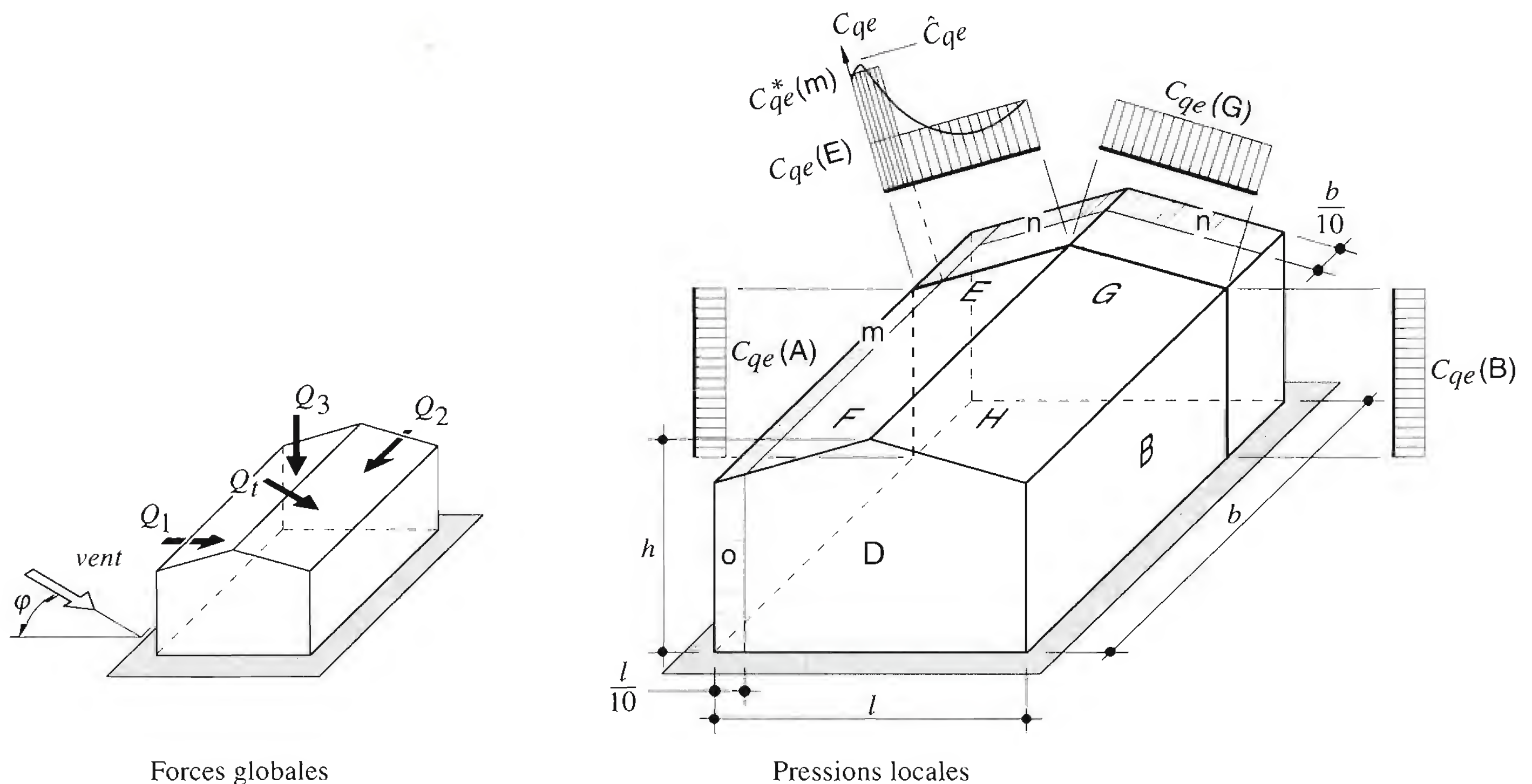


Fig. 6.7 Forces globales et pressions locales dues au vent

L'effet de l'ensemble des coefficients C peut donner une pression due au vent comprise entre 40% et 230% de la pression dynamique. L'annexe A2 de la norme SIA 160 contient un grand nombre de tableaux permettant de déterminer les coefficients correspondant à certains cas particuliers d'ouvrage. Pour les cas qui s'éloignent des cas traités dans cette annexe, il est possible de « combiner » deux tableaux (voir l'exemple du paragraphe 6.9.2). Toutefois, il convient de rechercher, pour la structure à analyser, la « combinaison » la plus défavorable, étant donné que de nombreuses combinaisons peuvent se produire, le vent variant dans le temps. Il est également possible d'utiliser, pour une même structure, un tableau pour les façades et un autre pour la toiture.

Dans l'Eurocode 1, l'approche est similaire à celle de la norme SIA 160. On utilise cependant pour les valeurs caractéristiques une pression dynamique du vent correspondant à une vitesse moyenne sur 10 minutes avec période de retour de 50 ans.

6.6.3 Température

Pour tenir compte des actions dues aux variations de température, il est en général suffisant, pour les bâtiments et les constructions industrielles, de considérer une variation uniforme de température ΔT . Mentionnons toutefois, sans entrer dans les détails, qu'il faut également prendre en considération un gradient de température pour les bâtiments élevés exposés totalement ou partiellement au rayonnement solaire (comme pour les ponts, TGC vol. 12).

La variation uniforme de température se réfère à la température moyenne du lieu, qui est de 10 °C pour le plateau suisse. Dans une section, elle provoque des variations de longueur des éléments de la structure. Ces déformations peuvent être calculées au moyen du coefficient de dilatation thermique α_T défini dans le TGC volume 10 (chap. 3) pour les différents matériaux de construction.

Les sollicitations d'origine thermique provenant des déformations empêchées sont à prendre en compte dans la vérification de la sécurité structurale (méthodes EE et EER). Si les déformations ne sont pas empêchées, les déplacements créés doivent être absorbés par des détails de construction appropriés (joint de dilatation, appui glissant, etc.); il s'agit alors d'un problème d'aptitude au service.

Pour la vérification de la sécurité structurale, la valeur représentative ΔT_r de la variation uniforme de température dépend du matériau utilisé dans la structure. Les valeurs proposées dans la norme SIA 160 sont données ci-après :

- acier et aluminium : ± 30 °C
- mixte acier-béton : ± 25 °C
- béton et bois : ± 20 °C

La valeur de service de longue durée à prendre en compte pour le contrôle de l'aptitude au service correspond en général à la valeur représentative de la variation uniforme de température indiquée ci-dessus. La valeur de courte durée devrait quant à elle correspondre à la valeur représentative du gradient de température qui peut se produire quotidiennement; elle peut être négligée pour les bâtiments et les halles industrielles.

L'Eurocode 1, partie 2.5, ne donne aucune règle concernant les effets thermiques dans les bâtiments.

6.7 Actions dues aux ponts roulants

6.7.1 Introduction

En règle générale, les calculs nécessaires au dimensionnement du *pont roulant*, du chariot de transfert et du système de levage, ainsi que les détails de construction y relatifs, sont établis par le constructeur du pont roulant. Parmi d'autres problèmes, ce dernier doit vouer un soin particulier à la sécurité à la fatigue et aux déformations.

L'étude de la *voie de roulement* est du ressort de l'ingénieur responsable du projet de la halle. En plus du poids propre de la voie de roulement, les actions suivantes doivent être prises en considération lors du dimensionnement de la voie :

- actions dues au pont roulant :
 - charges verticales Q transmises par les galets,
 - effets dynamiques (coefficient Φ),
 - forces horizontales agissant transversalement à la voie de roulement QT ,
 - forces horizontales agissant dans le sens de la voie de roulement QL ;
- autres actions (en cas de voie extérieure) :
 - effet du vent,
 - variation de température.

Seule la première série d'actions, tirée de la norme SIA 160, est traitée dans cette section. Des indications au sujet des dimensions (gabarit d'espace libre, portée, etc., fig. 6.8) et des actions qui sollicitent la voie de roulement sont données dans [6.2] ainsi qu'au chapitre 15.

L'Eurocode 1, partie 5, définit les actions induites par les ponts roulants sur les chemins de roulement. Etant donné que l'approche est sensiblement différente de celle de la norme SIA 160, elle n'est pas reproduite ici.

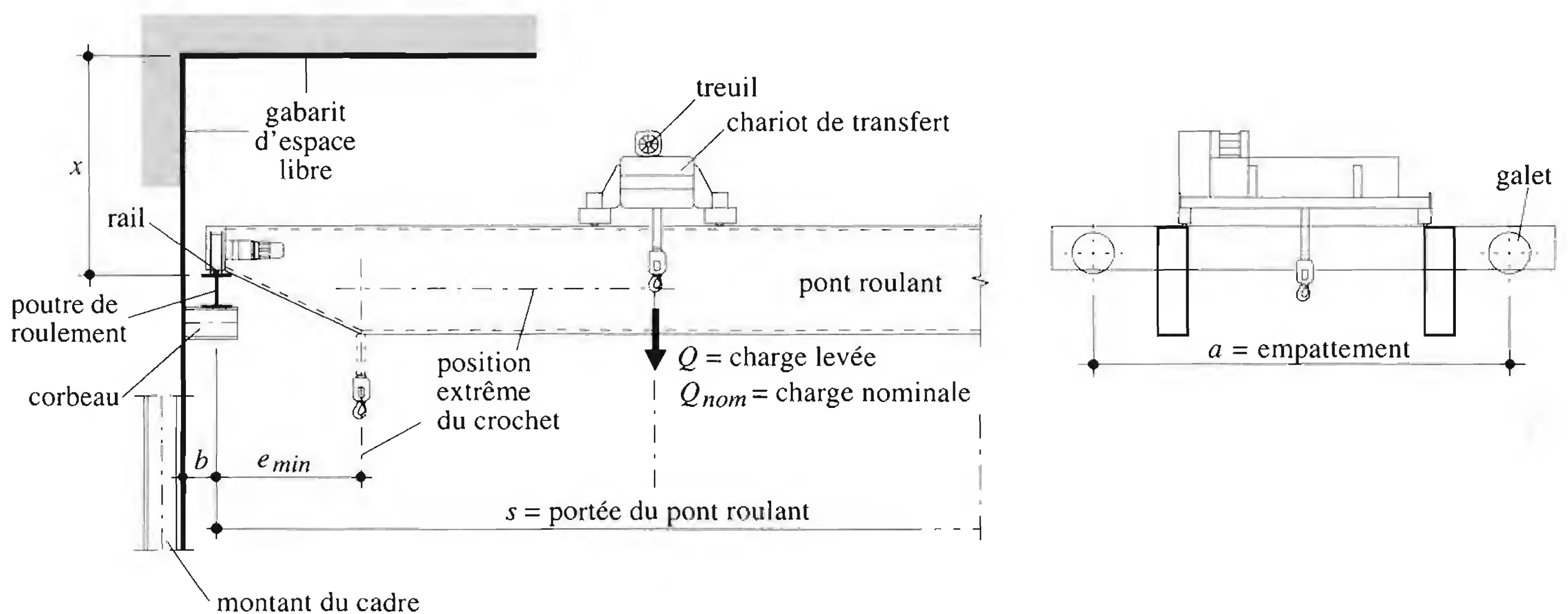


Fig. 6.8 Définitions relatives aux ponts roulants et voies de roulement.

6.7.2 Charges verticales

Les charges qui sollicitent les poutres de roulement ont des valeurs qui varient selon la charge levée Q_{nom} et selon la position du chariot sur le pont roulant. Les valeurs extrêmes des charges verticales $Q_{r,max}$ et $Q_{r,min}$ sont fournies par le constructeur du pont roulant. A défaut de ces renseignements, on peut utiliser le tableau 15.4 ou les calculer en utilisant comme conditions de charge extrêmes celles données à la figure 6.9 dans le cas de la poutre de gauche. La poutre de droite est sollicitée de la même façon à condition que la valeur e_{min} soit la même des deux côtés.

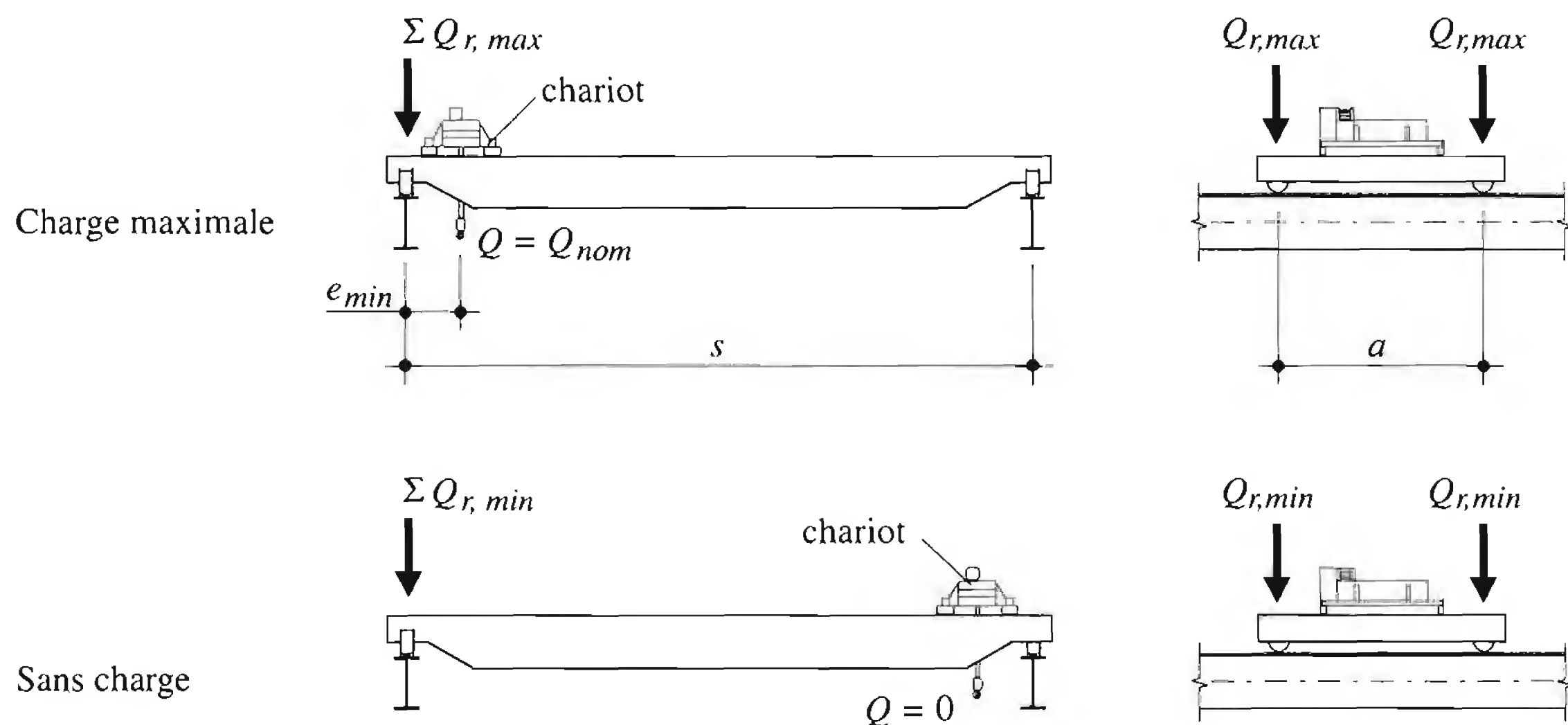


Fig. 6.9 Charges verticales des galets exercées sur la poutre de roulement de gauche.

6.7.3 Effets dynamiques des ponts roulants

La voie de roulement d'un pont roulant est soumise, en plus des actions des galets, à des effets dynamiques dont les causes sont les suivantes :

- translation du pont roulant,
- accélération et freinage du pont roulant,
- choc lors du levage et du balancement de la charge levée.

Ces effets sont pris en compte en majorant les charges verticales par un coefficient dynamique Φ donné par la relation :

$$\Phi = 1 + \xi \frac{Q_{nom}}{\sum Q_{r,max}} \quad (6.24)$$

ξ : coefficient de levage

Q_{nom} : charge nominale du pont roulant

$\sum Q_{r,max}$: somme des valeurs représentatives des charges verticales maximales des galets

Le coefficient de levage ξ dépend d'une part de la vitesse de levage v_v et d'autre part des caractéristiques du moteur de levage. Le diagramme de la figure 6.10, tiré de la norme SIA 160, donne la valeur de ξ en fonction de la vitesse de levage de la charge, pour un levage à l'aide d'un palan électrique. Pour

les ponts roulants standard, la norme SIA 160 recommande une valeur $\xi = 0.15$. Le coefficient Φ s'applique aux charges verticales utilisées pour le calcul des poutres de roulement, des corbeaux et des poteaux, mais n'influence ni le calcul des fondations, ni celui du reste de la structure porteuse de la halle. De plus, il ne s'applique pas aux forces horizontales.

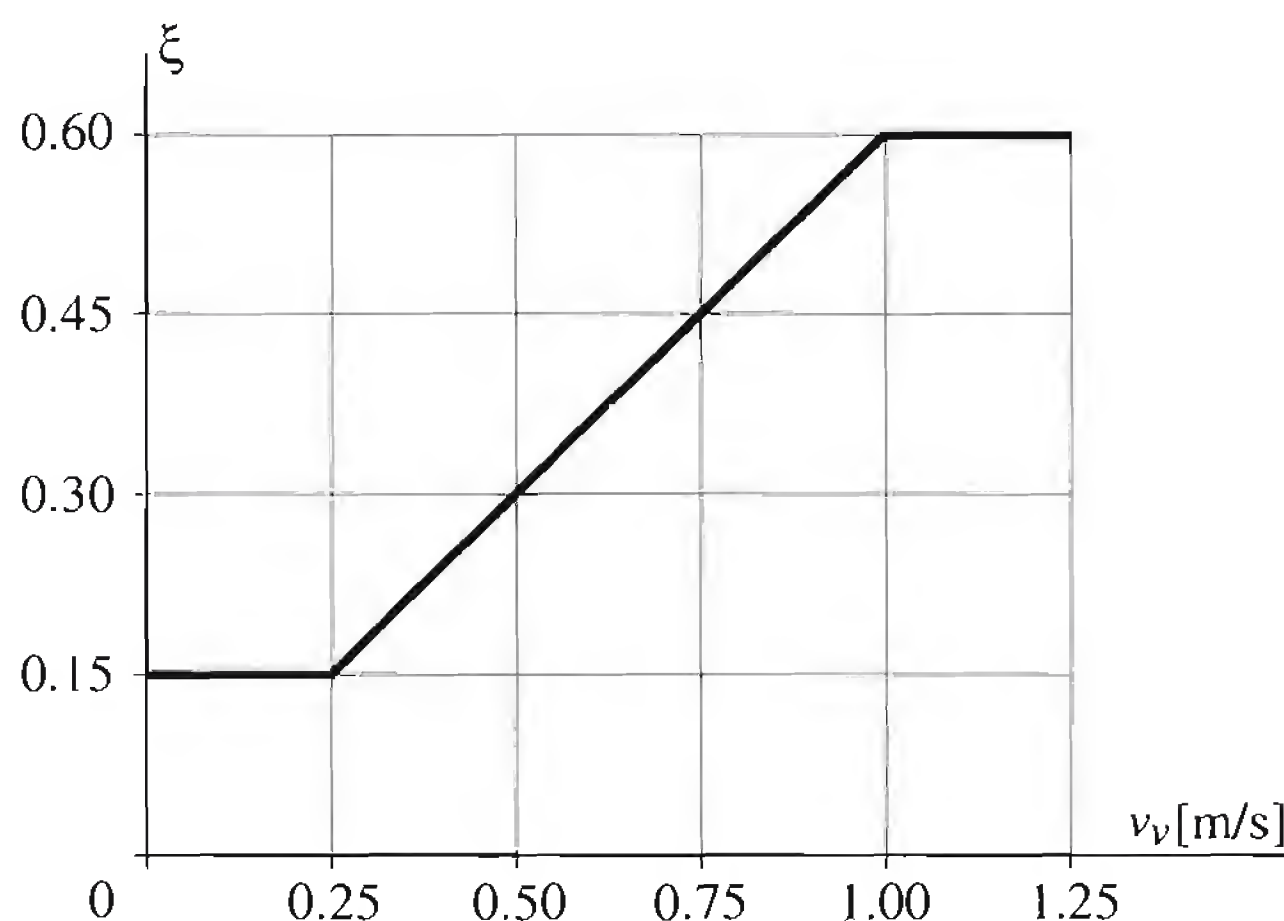


Fig. 6.10 Coefficient de levage ξ en fonction de la vitesse de levage v_v .

6.7.4 Forces horizontales

Forces transversales à la voie de roulement

Ces forces, qui sont transmises par les galets du pont roulant à la poutre de roulement (fig. 6.11), ont pour cause :

- le freinage du chariot,
- le levage oblique de la charge,
- les irrégularités de la voie de roulement,
- la marche *en crabe* du pont roulant.

Pour le calcul, la valeur des efforts horizontaux QT_r est admise égale à une fraction des charges verticales maximales $Q_{r,max}$ définies au paragraphe 6.7.2 :

$$QT_r = \lambda Q_{r,max} \quad (6.25)$$

λ : coefficient applicable aux forces verticales maximales pour déterminer les forces transversales

Ces forces horizontales transversales sont calculées avec $Q_{r,max}$ sans majoration pour actions dynamiques. Elles sont indépendantes de la position du chariot et peuvent agir sur l'une ou l'autre des poutres de roulement. Leur ligne d'action se situe au niveau de l'arête supérieure du rail (fig. 6.11, tirée de la norme SIA 160).

Forces dans le sens de la voie de roulement

Les forces horizontales qui sollicitent la poutre de roulement selon son axe longitudinal (forces longitudinales) résultent des effets suivants :

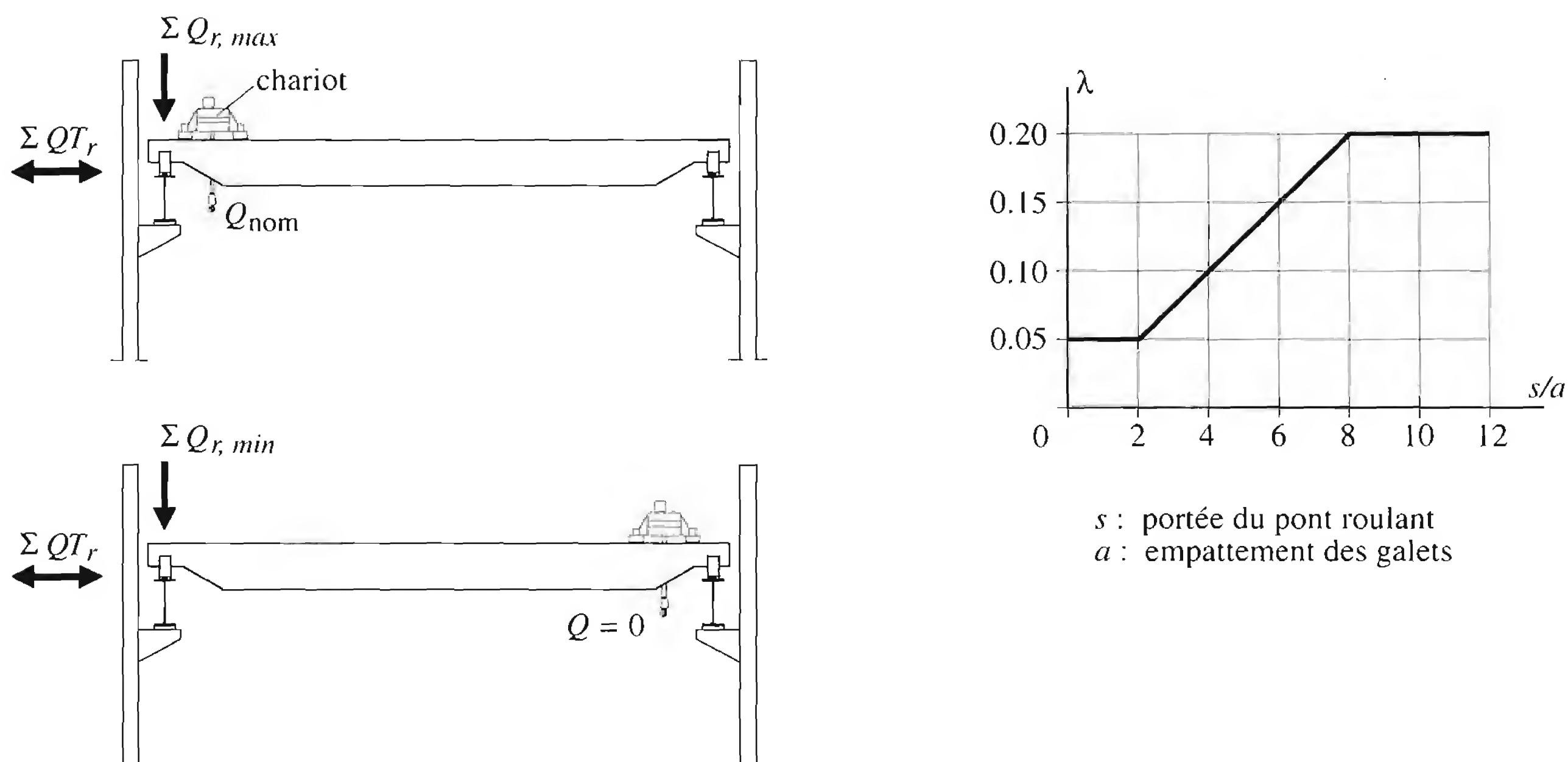


Fig. 6.11 Forces horizontales transversales à la voie de roulement et coefficient λ .

- Accélération ou freinage du pont roulant; la force transmise par les galets moteurs du pont roulant, pour chaque poutre de roulement, vaut:

$$QL_r = 0.2 Q_{r, max} \quad (6.26)$$

Dans cette expression, $Q_{r, max}$, non majoré pour les actions dynamiques, est la charge verticale maximale des galets moteurs ou freinés (fig. 6.12, tirée de la norme SIA 160). QL_r agit au niveau supérieur du rail.

- Tamponnement sur le butoir; cette valeur de l'effort, déterminée par le constructeur, est fonction de la vitesse de translation du pont roulant ainsi que de la rigidité des éléments amortisseurs.

Il est très important de noter que les forces horizontales agissant sur la voie de roulement doivent être transmises successivement aux appuis de la poutre de roulement, puis aux fondations. Ceci implique que la poutre de roulement doit être fixée longitudinalement et transversalement au droit d'un nombre suffisant de supports et aux positions adéquates. La résistance de ces supports vis-à-vis de ces actions horizontales doit être garantie. De plus, leurs déplacements doivent être inférieurs aux valeurs limites.

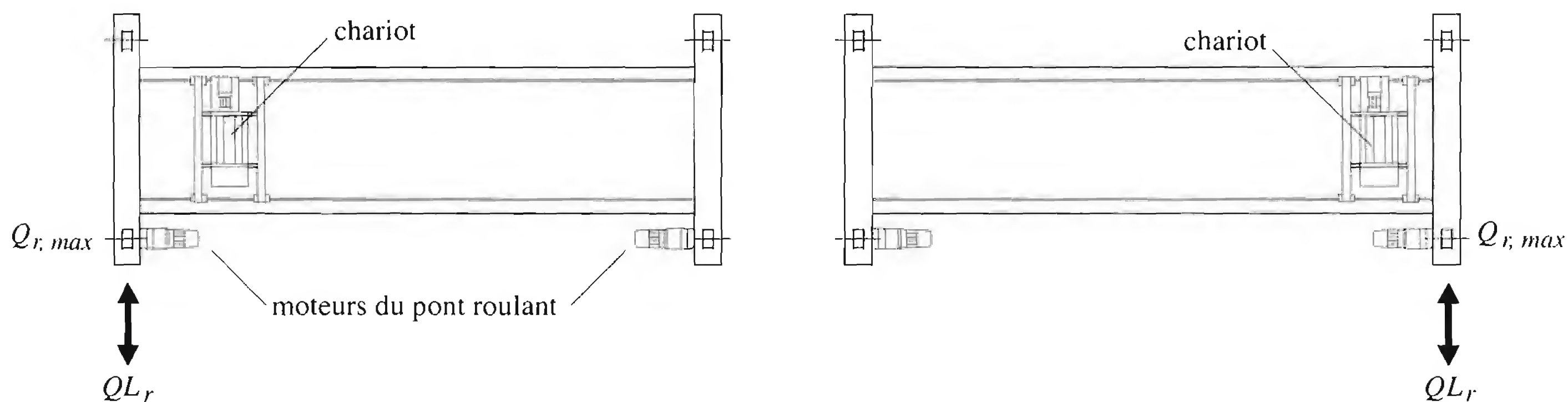


Fig. 6.12 Forces horizontales agissant dans le sens de la voie de roulement.

6.7.5 Effets de fatigue

En observant les mouvements d’un pont roulant, on constate que la charge levée et les charges des galets exercées sur les poutres de roulement :

- sont variables dans le temps (fig. 6.13),
- se déplacent dans l’espace,
- sont aléatoires, répétées et dynamiques.

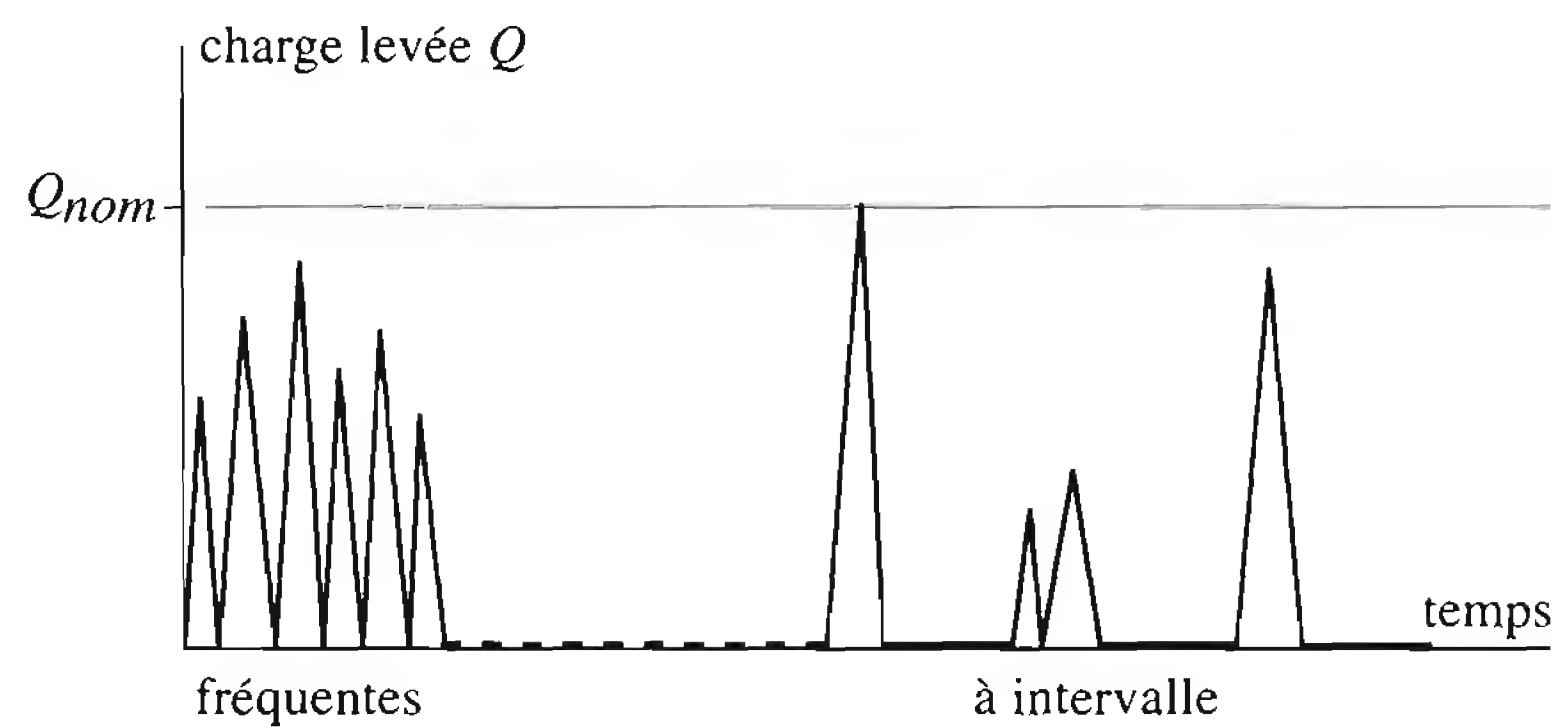


Fig. 6.13 Représentation schématique de séquences de levage.

Pour tenir compte des différents états de chargement et fréquences d’utilisation, des classes de pont roulant ont été définies dans la norme SIA 160 :

- classes Q1 à Q4 selon l’état de chargement (très léger à lourd),
- classes U0 à U9 selon la fréquence d’utilisation (occasionnelle à intensive).

La classification selon l’état de chargement reflète de façon simplifiée les différents spectres de chargement de la masse levée. Le tableau 6.14, tiré de la norme SIA 160, donne la définition des classes selon l’état de de chargement.

Tableau 6.14 Classification des ponts roulants selon l’état de chargement.

Classe	Etat de chargement
Q1 très léger	Ponts roulants ne soulevant qu’exceptionnellement la charge nominale et régulièrement de faibles charges
Q2 léger	Ponts roulants ne soulevant que rarement la charge nominale et régulièrement des charges de l’ordre de 1/3 de la charge nominale
Q3 moyen	Ponts roulants soulevant assez fréquemment la charge nominale et régulièrement des charges comprises en 1/3 et 2/3 de la charge nominale
Q4 lourd	Ponts roulants régulièrement chargés au voisinage de la charge nominale

La classification selon la fréquence d’utilisation reflète de façon caractéristique le nombre de cycles de levage prévisible pendant la durée de service de l’installation. Le tableau 6.15, tiré de la norme SIA 160, donne la définition des classes selon la fréquence d’utilisation.

Tableau 6.15 Classification des ponts roulants selon la fréquence d'utilisation.

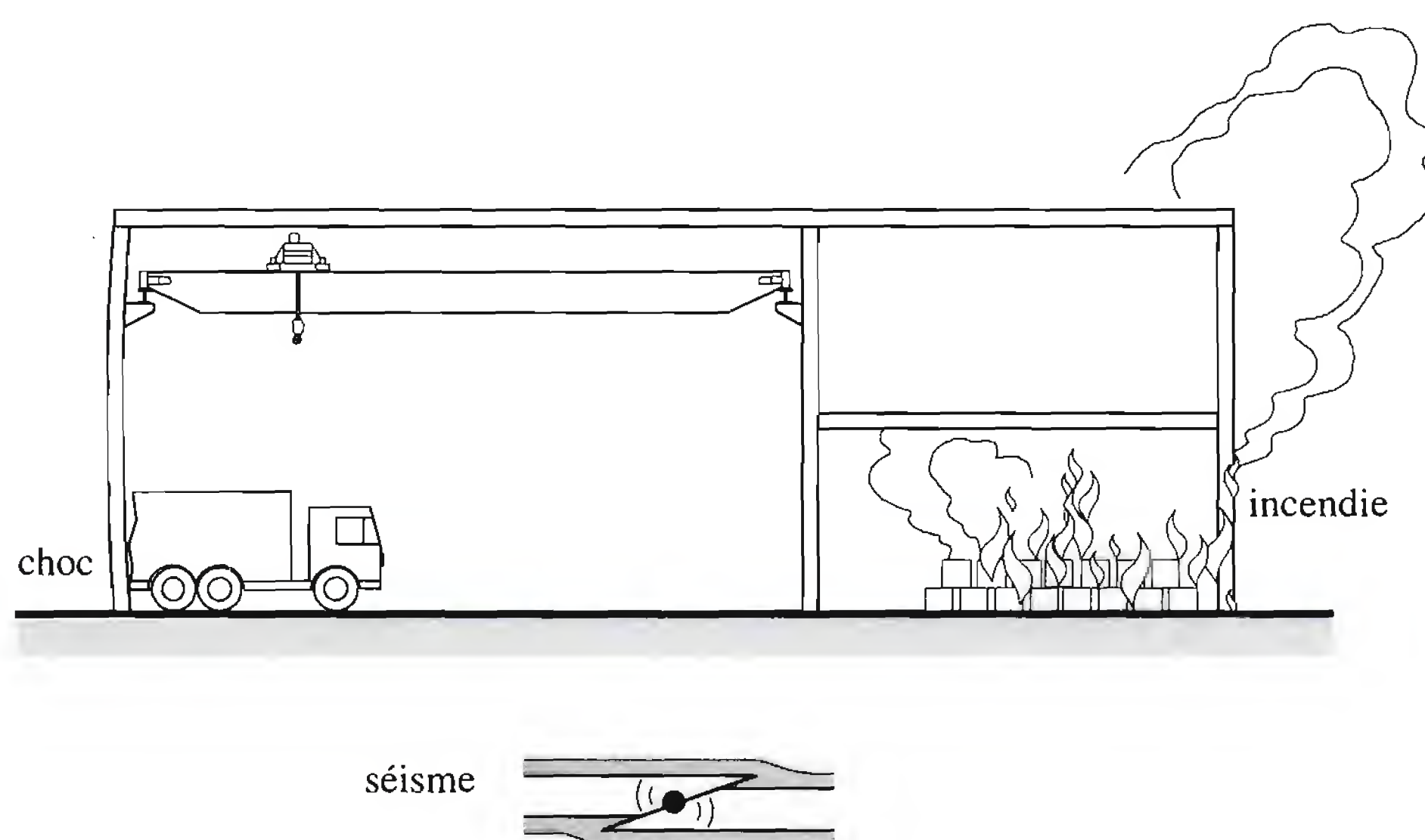
Classe	Fréquence d'utilisation	Nombre de cycles de levage prévisible pendant la durée de service prévue
U0 U1 U2	Utilisation occasionnelle, non régulière, suivie de longues périodes de repos	$1.6 \cdot 10^4$ $3.2 \cdot 10^4$ $6.3 \cdot 10^4$
U3 U4	Utilisation régulière en service intermittent	$1.25 \cdot 10^5$ $2.5 \cdot 10^5$
U5 U6	Utilisation régulière en service intensif	$5 \cdot 10^5$ $1 \cdot 10^6$
U7 U8 U9	Utilisation régulière en service intensif assuré à plus d'un poste	$2 \cdot 10^6$ $4 \cdot 10^6$ $> 4 \cdot 10^6$

La vérification de la sécurité à la fatigue (TGC vol. 10, chap. 13) nécessite la connaissance de l'effet des charges d'exploitation. Dans le cas des voies de roulement, un moyen de déterminer cet effet consiste à utiliser un facteur de correction α qui est fonction de l'état de chargement (tab. 6.14) et de la fréquence d'utilisation (tab. 6.15) du pont roulant. La norme SIA 161 donne, sous forme de courbes, les valeurs du facteur de correction α des charges d'exploitation à appliquer aux cas standard de voies de roulement. L'établissement de ces facteurs (chap. 15, fig. 15.23) est donné dans [6.3].

6.8 Actions accidentelles

6.8.1 Généralités

Par actions accidentelles, on comprend les actions de très courte durée dont la présence avec une grandeur significative est peu ou pas probable au cours de la durée de service prévue. Les chocs, déraillements, incendies, explosions et séismes constituent des actions accidentelles (fig. 6.16).

**Fig. 6.16** Exemples d'actions accidentelles.

La description de ces charges, leurs valeurs de dimensionnement et les mesures correspondantes à prendre sont données dans la norme SIA 160 et dans l'Eurocode 1. Il n'est cependant pas inutile de faire les remarques suivantes :

- La prise en considération des actions accidentelles fait typiquement appel à la réflexion sur les situations de risque (*hazard scenarii*) dès la phase de conception de l'ouvrage. Des mesures prévues pour limiter, voire éviter les effets de ces actions, peuvent se révéler plus efficaces que tout calcul. Ces mesures doivent faire partie des plans d'utilisation et de sécurité ainsi que du programme d'entretien et de surveillance.
- Si ces actions ne peuvent pas être évitées, elles interviendront essentiellement pour la vérification de la sécurité structurale, et non pas pour le contrôle de l'aptitude au service, car leurs effets vont directement affecter la capacité portante de la structure.
- Les séismes représentent une action accidentelle importante pour laquelle il peut être nécessaire de maintenir en fonction la structure après un accident. Il s'agit notamment des hôpitaux et des ouvrages d'importance vitale pour le maintien des communications (*life lines*) avec les zones sinistrées en cas d'accident.
- Les actions accidentelles dépendent par ailleurs grandement des conditions locales de la structure (vitesse du trafic, type de matériau stocké, situation géographique, etc.). Il est donc très difficile d'établir des règles générales pour ce type d'actions.

Selon la norme SIA 160, la valeur de dimensionnement de la sollicitation est donnée, dans sa forme générale, par l'expression (6.7). Lorsque l'action prépondérante est une action accidentelle, la valeur de dimensionnement de la sollicitation s'exprime par la relation suivante :

$$S_d = S(G_m, Q_{acc}, \sum \psi_{acc} Q_r) \quad (6.27)$$

- G_m : valeur moyenne du poids propre de la structure porteuse
 Q_{acc} : valeur représentative de l'action accidentelle
 $\sum \psi_{acc} Q_r$: somme des actions concomitantes d'une action accidentelle
 ψ_{acc} : facteur de charge applicable à l'action concomitante de l'action accidentelle
 Q_r : valeur représentative de l'action concomitante

Les actions concomitantes sont en général :

- le poids des éléments non porteurs, avec $\psi_{acc} = 1.0$,
- une charge variable, par exemple la charge utile, avec $\psi_{acc} = 0.3$ ou 0.8 ou 1.0 selon la catégorie de surface (A, B, F ou C, E ou D, respectivement).

Selon l'Eurocode 1, partie 1, la valeur de calcul E_d de l'effet des actions est déterminée sur la base de la combinaison suivante: valeurs de calcul des actions permanentes avec valeur fréquente de l'action variable dominante, valeurs quasi permanentes des autres actions variables et, s'il y a lieu, valeur de calcul d'une action accidentelle.

6.8.2 Choc

La norme SIA 160 prévoit la valeur de dimensionnement suivante de la force due au choc pour les garages et les surfaces accessibles aux véhicules de la catégorie E:

$$Q_{acc} = 50 \text{ kN} \quad (6.28)$$

On admet que cette force est horizontale et agit avec un angle quelconque à 0.60 m au-dessus de la chaussée.

L'Eurocode 1, partie 2.7, préconise pour la catégorie de surface correspondante une force due au choc de :

- *dans la direction du trafic :* $F_{dx} = 40 \text{ kN}$ (6.29)

- *dans la direction perpendiculaire :* $F_{dy} = 25 \text{ kN}$ (6.30)

Il n'est pas nécessaire de considérer F_{dx} et F_{dy} de façon simultanée. Ces forces agissent à 0.50 m au-dessus de la chaussée sur une surface d'impact de 0.25 m (hauteur) par 1.50 m (largeur) ou la largeur de l'élément s'il celle-ci est plus petite.

6.8.3 Incendie

Il est possible d'exprimer la vérification de la sécurité structurale en cas d'incendie de la façon suivante:

$$S_{df} \leq \frac{R_T}{\gamma_{Rf}} \quad (6.31)$$

S_{df} : valeur de dimensionnement de la sollicitation en cas d'incendie selon (6.32)

R_T : résistance ultime de l'élément à température élevée

γ_{Rf} : facteur de résistance en cas d'incendie ($\gamma_{Rf} = 1.0$ selon la norme SIA 161, chiffre 2 65 3)

La valeur de dimensionnement de la sollicitation en cas d'incendie S_{df} ne comprend, selon la norme SIA 160, chiffre 4 17 35, que le poids propre de la structure porteuse et les actions concomitantes avec leur valeur représentative multipliée par le facteur de charge ψ_{acc} :

$$S_{df} = S(G_m, \sum \psi_{acc} Q_r) \quad (6.32)$$

La résistance ultime à température élevée R_T d'un élément est calculée sur la base d'un système statique applicable en cas d'incendie, c'est-à-dire en général plus favorable qu'à température ambiante. Par exemple, les poteaux continus, dont la longueur de flambage est égale à la hauteur d'étage à température ambiante, auront une longueur de flambage réduite à $0.5 l_K$ aux températures élevées (en admettant qu'un seul étage est touché par l'incendie), à cause de leur encastrement dans les planchers inférieur et supérieur.

En cas d'interaction d'efforts, il est possible d'utiliser une méthode de vérification simplifiée proposée dans la publication SZS intitulée «*La résistance au feu des parties de construction métallique en vertu des normes SIA 160 (1989) et SIA 161 (1990). Complément à la documentation SIA 82 et au dépliant SZS C2.1*», Zurich, 1992.

L'Eurocode 1, partie 2-2, propose la combinaison accidentelle suivante :

$$\Sigma \gamma_{GA} G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Sigma A_d(t) \quad (6.33)$$

- G_k : valeurs caractéristiques des actions permanentes
 $Q_{k,1}$: valeurs caractéristiques de la principale action variable
 $Q_{k,i}$: valeurs caractéristiques des autres actions variables
 $A_d(t)$: valeurs admises des actions dues à l'exposition au feu
 γ_{GA} : coefficient partiel de sécurité ($\gamma_{GA} = 1.0$) pour les actions permanentes en situation accidentelle
 $\psi_{1,1}, \psi_{2,i}$: coefficients de combinaison pour les bâtiments, selon l'Eurocode 1, partie 1

6.8.4 Séisme

Principes

L'objectif visé est que les dommages causés à un ouvrage par un séisme agissant avec l'intensité prescrite par la norme (séisme avec une probabilité d'occurrence donnée) ne dépassent pas certaines limites normalisées (dommages acceptables) quelle que soit la situation de l'ouvrage en Suisse. Pour atteindre cet objectif, les mesures à prendre pour assurer la sécurité structurale et l'aptitude au service sont les vérifications par le calcul ainsi que des mesures relatives à la conception et aux détails de construction permettant d'améliorer le comportement de l'ouvrage, de ses équipements et de ses installations (norme SIA 160, sect. 4 19).

Sollicitations

Lors du dimensionnement des bâtiments, les sollicitations sismiques à prendre en considération dépendent de la méthode de calcul adoptée. En pratique, les deux méthodes suivantes sont utilisées [6.4]:

- La *méthode des forces de remplacement*, consistant en un calcul statique d'un modèle élastique linéaire de la structure: l'effet sismique est remplacé à chaque étage par une force horizontale statique de remplacement.
- La *méthode du spectre de réponse*, consistant en un calcul dynamique d'un modèle élastique linéaire de la structure: on détermine le comportement vibratoire de chaque forme propre de vibration, ce qui permet, par superposition, de déterminer la sollicitation sur l'ensemble de la structure.

Ces méthodes sont décrites en détail dans [6.4]. Nous donnons ci-dessous uniquement les charges et les masses à considérer lors d'un dimensionnement de structure de bâtiment. En général, le bâtiment est alors modélisé sous forme d'une barre équivalente encastree à sa base (fig. 6.17).

La force horizontale totale de remplacement Q_{acc} selon la norme SIA 160 est donnée par:

$$Q_{acc} = \frac{a_h C_d}{g K} (G_m + \Sigma \psi_{acc} Q_r) \quad (6.34)$$

- a_h : accélération horizontale due au séisme en fonction de la fréquence fondamentale de l'ouvrage

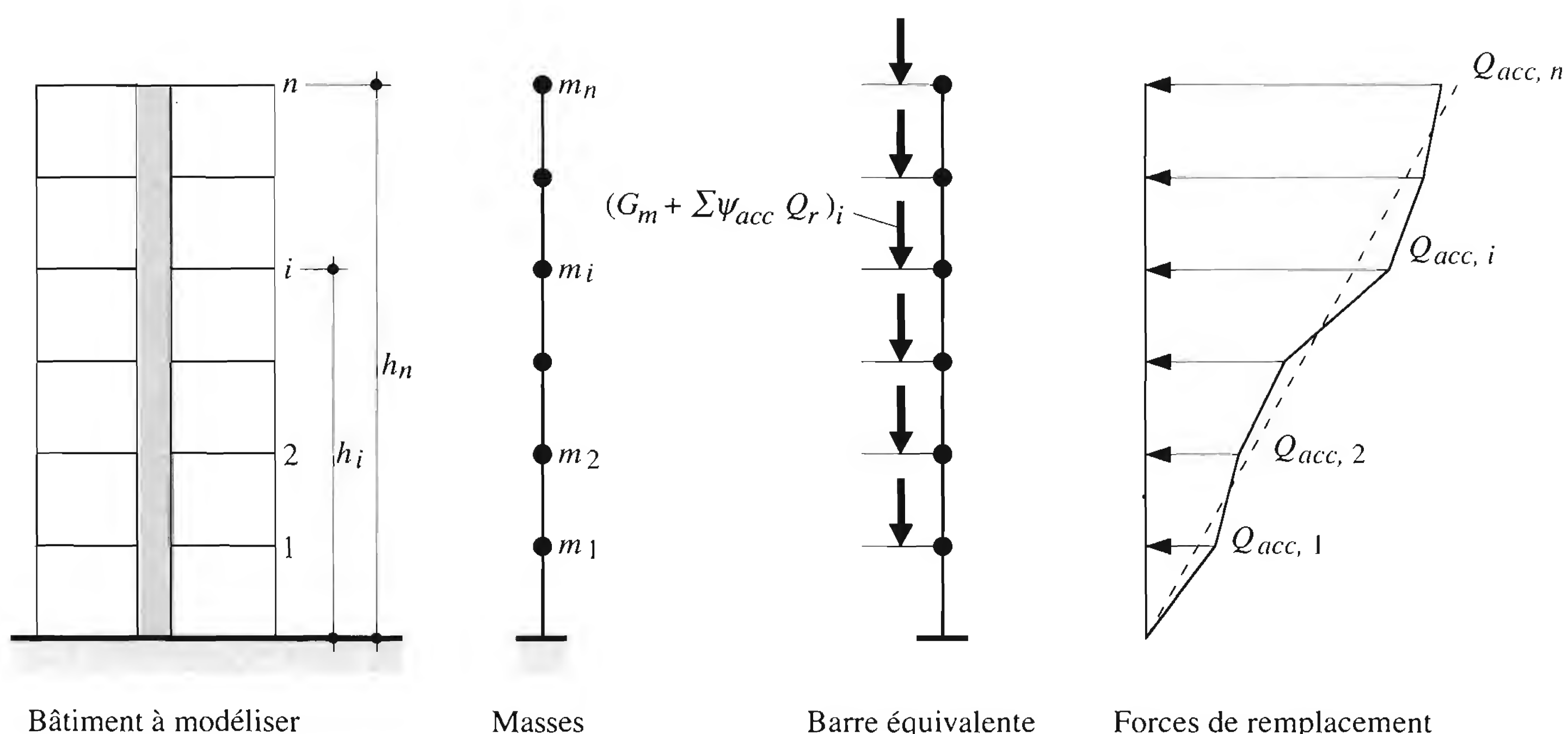


Fig. 6.17 Exemple de modélisation d'un bâtiment.

- g : accélération de la pesanteur
 C_d : coefficient de dimensionnement (norme SIA 160, chiffre 4 19 73)
 K : coefficient de déformation (norme SIA 160, tableau 33)
 G_m : valeur moyenne du poids propre de la structure porteuse
 $\sum \psi_{acc} Q_r$: somme des actions concomitantes au séisme

La force horizontale doit être répartie sur la hauteur du bâtiment de la façon suivante:

$$Q_{acc,i} = Q_{acc} \frac{(G_m + \sum \psi_{acc} Q_r)_i h_i}{\sum_{i=1}^n (G_m + \sum \psi_{acc} Q_r)_i h_i} \quad (6.35)$$

- $Q_{acc,i}$: composante de la force horizontale de remplacement Q_{acc} à la hauteur h_i
 $(G_m + \sum \psi_{acc} Q_r)_i$: charge d'étage i
 h_i : hauteur par rapport au niveau d'encastrement
 n : nombre d'étages

L'accélération horizontale a_h résultant de l'accélération du sol a_s est donnée au moyen de spectres élastiques de dimensionnement, comme par exemple ceux de la norme SIA 160, figure 27, qui donne des valeurs moyennes a_h/g pour un amortissement de 5%, pour des sols compacts et semi-compacts, en fonction de la fréquence fondamentale de l'ouvrage f_0 (fig. 6.18, tirée de la norme SIA 160).

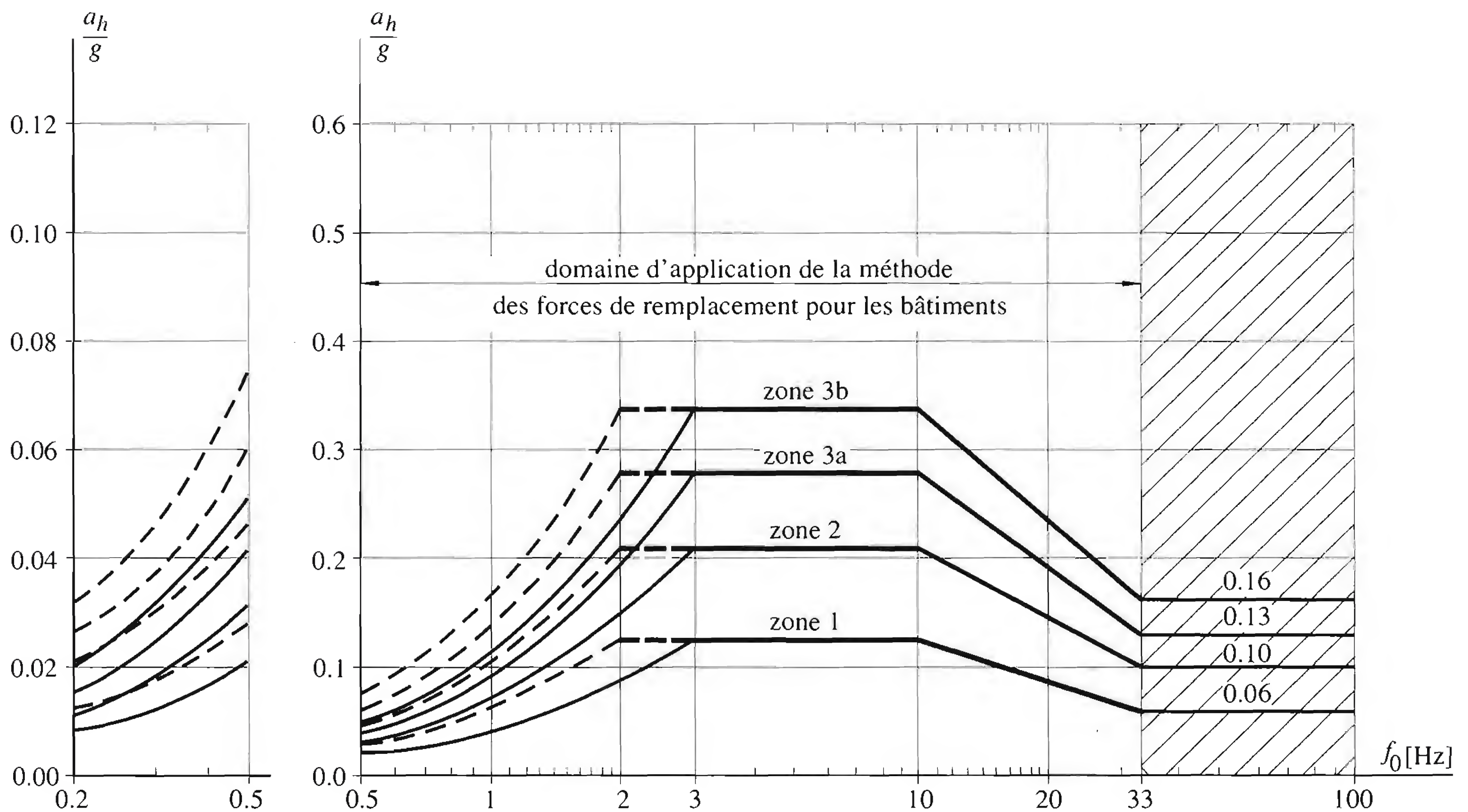


Fig. 6.18 Exemples de spectres élastiques de dimensionnement.

6.9 Exemples numériques

6.9.1 Système porteur d'une halle industrielle

But de l'exemple

Le but de cet exemple est la définition du système porteur d'une halle. Cet exemple servira de base à différents exemples numériques de ce volume.

Plan d'utilisation

Préalablement à toute conception structurale, il est nécessaire d'établir, en collaboration étroite avec le maître de l'ouvrage et l'architecte, un plan d'utilisation. Celui-ci comprend en particulier le gabarit imposé, que ce soit à l'intérieur ou à l'extérieur de la halle.

L'environnement et la situation géographique peuvent avoir une influence importante sur les choix conceptuels. Pour cet exemple, la halle industrielle à concevoir se situe dans une zone industrielle, considérée comme un milieu rural, à la périphérie de la ville de Fribourg (Suisse). L'altitude du lieu est de 600 m. Les dimensions imposées du gabarit de la halle, sans poteaux intérieurs, sont les suivantes : longueur = 42 m, largeur = 15 m, hauteur = 8 m.

Structure porteuse

La portée transversale n'étant pas très importante (15 m), un système de cadres transversaux à traverse brisée composés de profilés laminés est envisagé comme système porteur principal de la halle (fig. 6.19). La distance entre cadres dépend essentiellement des charges et actions agissant sur la toiture (poids propre, neige, vent) et sur les façades (pressions dues au vent). En effet, plus l'écartement des cadres est important, plus les dimensions du système secondaire (pannes, filières) sont grandes. Il y a donc un optimum à trouver

entre le nombre de cadres et la dimension des éléments porteurs secondaires. Pour cet exemple, on choisit un écartement des cadres de 6.0 m.

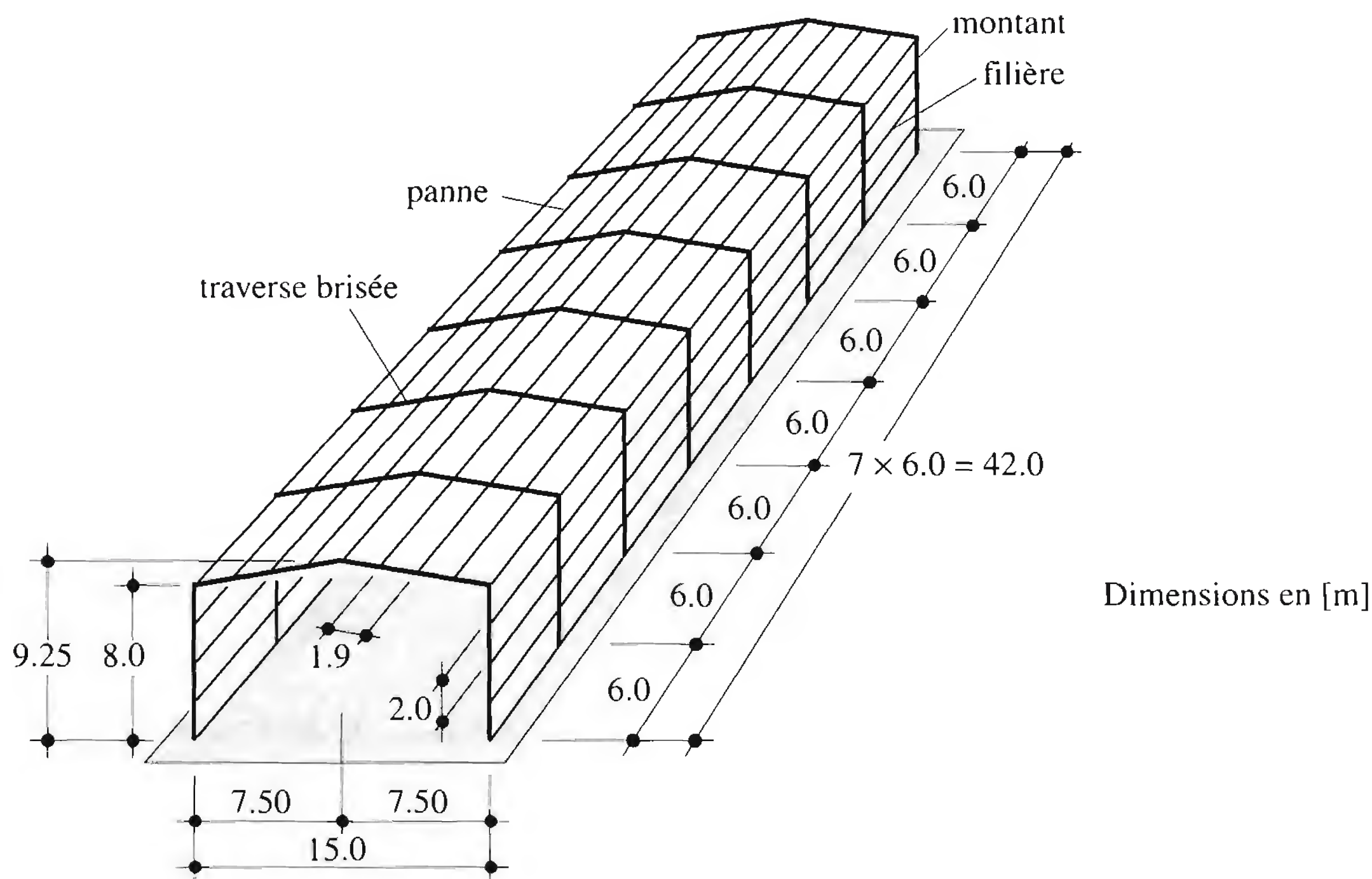


Fig. 6.19 Ossature de la halle industrielle choisie comme exemple.

Le choix d'une traverse brisée (pente de 17% environ, soit 9.5°) est dicté par l'utilisation d'une couverture métallique légère (toiture sèche) décrite au chapitre 5. Ce type de toiture nécessite un système de pannes reposant sur les traverses de cadre et dont l'écartement optimal est de l'ordre de 1.9 m. Le choix de la composition des façades est porté sur des panneaux sandwichs verticaux s'appuyant sur un système de filières horizontales écartées de 2.0 m. L'ossature métallique ainsi choisie, comprenant le système porteur principal (montants et traverses de cadre) et les systèmes secondaires de la toiture (pannes) et des façades (filières) est illustrée à la figure 6.19.

Système statique

Pour résister aux charges qui leur sont appliquées, les différents éléments de la structure doivent être assemblés de façon à créer un système en équilibre stable dans les trois dimensions et pour toutes les situations de risque. Dans la partie qui suit, il s'agit de définir les conditions aux limites de chaque composant de l'ossature (montants, traverses, pannes et filières).

- *Pied de montant*: deux solutions sont envisageables : pied de montant articulé ou pied de montant encastré. Ce choix dépend de la nature du sol ; en effet certains sols ne permettent pas de reprendre, de façon économique, des moments ou des efforts horizontaux importants. En optant pour un pied de montant articulé, on «soulage» en quelque sorte la fondation au détriment de la structure métallique. Dans cet exemple, nous avons retenu une liaison articulée pour le pied de montant.
- *Cadre*: le choix des pieds de montant articulés permet d'envisager les solutions suivantes pour le système statique du cadre : cadre à deux articulations (système hyperstatique, fig. 6.20(a)) ; cadre à trois articulations (système isostatique, fig. 6.20(b)) ; cadre à quatre articulations (mécanisme) nécessitant un appui latéral, fig. 6.20(c). Les avantages d'une structure hyperstatique sont l'optimisation de l'utilisation du matériau, une redistribution des efforts intérieurs en cas de sollicitation partielle imprévue (choc, incendie, etc.). En revanche, dans un tel système hyperstatique, toute

déformation imposée crée des efforts, alors qu'en cas de système isostatique, de légères modifications géométriques peuvent être absorbées. La structure choisie dans cet exemple est la solution hyperstatique avec clé de faîtage et angles de cadres rigides.

- *Pannes et filières*: les systèmes statiques des pannes de toiture et des filières de façade sont donnés dans les exemples du chapitre 8.

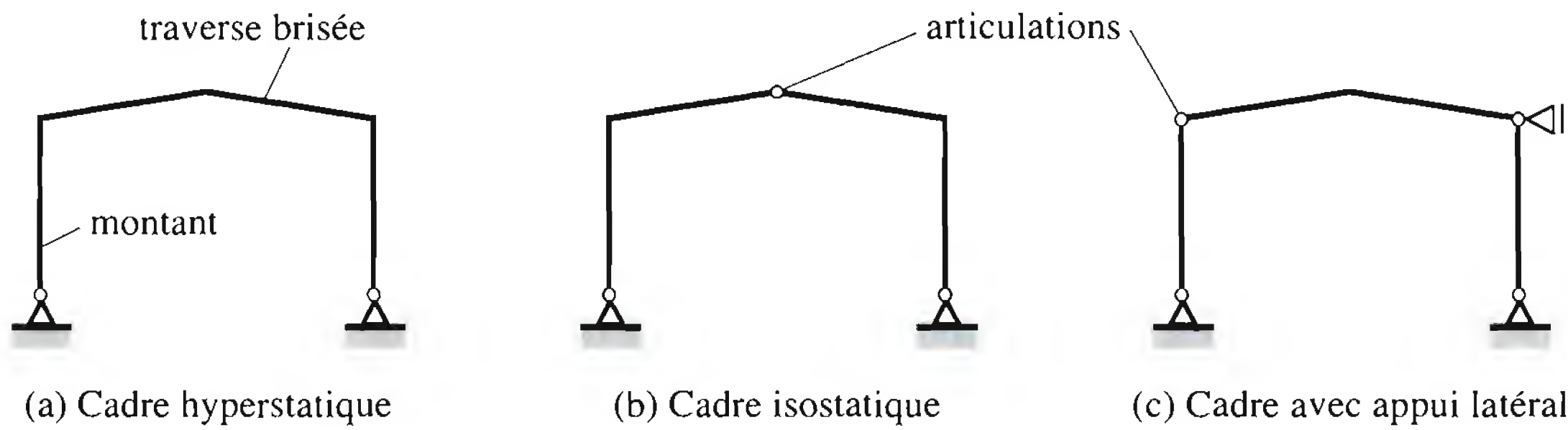


Fig. 6.20 Systèmes statiques possibles du cadre.

Stabilité horizontale

Les systèmes de contreventements assurent la stabilité de l'ensemble de la structure en s'opposant au déplacement, au déversement ou au renversement de tout ou partie de celle-ci, sous l'action des forces horizontales (vent, séisme). La stabilité de la structure doit être assurée dans deux directions perpendiculaires pour être efficace vis-à-vis d'un effort horizontal de direction quelconque.

La stabilité longitudinale de la halle doit être assurée par un système composé d'un contreventement de toiture et de deux contreventements verticaux. Un système unique (fig. 6.21(a)) permet les dilatations thermiques que peut subir la halle mais entraîne un long cheminement des efforts dus au vent depuis les pignons. Une autre solution avec deux contreventements transversaux situés aux extrémités de la halle conduit les efforts du vent directement aux fondations, mais les dilatations thermiques étant empêchées, des efforts hyperstatiques sont ainsi créés (chap. 3). Pour cet exemple, nous avons choisi un système de contreventements transversal en croix de St-André situé au centre de la structure (fig. 6.21(a)).

Le système statique choisi (cadres hyperstatiques) permet d'assurer la stabilité transversale de la halle vis-à-vis des forces latérales. Cependant un système de contreventements longitudinal (fig. 6.21(b)) peut s'avérer nécessaire pour limiter les déplacements du cadre dans son plan, en constituant ainsi un appui latéral.

Prédimensionnement

En conclusion de cet exemple de conception, nous pouvons admettre les éléments porteurs suivants basés sur les règles empiriques de prédimensionnement de l'annexe A 6.1 :

Traverse: profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30} = \frac{15\,000\text{ mm}}{30} = 500\text{ mm}$	\Rightarrow choix IPE 450
Montant: profilé HE de même aire de section transversale que la traverse		\Rightarrow choix HEA 300
Panne: profilé laminé continu	$h \cong \frac{l}{40} = \frac{6000\text{ mm}}{40} = 150\text{ mm}$	\Rightarrow choix IPE 140 à 160
Filière: profilé laminé continu	$h \cong \frac{l}{40} = \frac{6000\text{ mm}}{40} = 150\text{ mm}$	\Rightarrow choix IPE 140

6.9.2 Charges et actions sur la halle industrielle

Données

La halle étudiée se trouve à Fribourg, à une altitude de 600 m. L'ossature (fig. 6.19) est composée de huit cadres en acier S235, espacés de 6.0 m. La longueur totale de la halle est de 42.0 m, sa largeur de

déformation imposée crée des efforts, alors qu'en cas de système isostatique, de légères modifications géométriques peuvent être absorbées. La structure choisie dans cet exemple est la solution hyperstatique avec clé de faîtage et angles de cadres rigides.

- *Pannes et filières*: les systèmes statiques des pannes de toiture et des filières de façade sont donnés dans les exemples du chapitre 8.

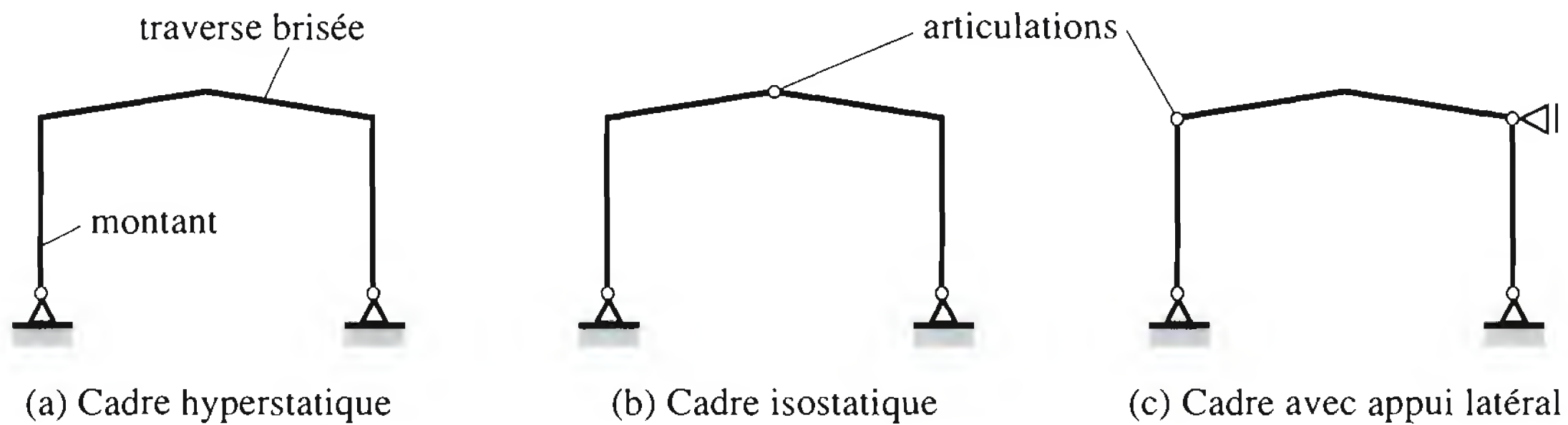


Fig. 6.20 Systèmes statiques possibles du cadre.

Stabilité horizontale

Les systèmes de contreventements assurent la stabilité de l'ensemble de la structure en s'opposant au déplacement, au déversement ou au renversement de tout ou partie de celle-ci, sous l'action des forces horizontales (vent, séisme). La stabilité de la structure doit être assurée dans deux directions perpendiculaires pour être efficace vis-à-vis d'un effort horizontal de direction quelconque.

La stabilité longitudinale de la halle doit être assurée par un système composé d'un contreventement de toiture et de deux contreventements verticaux. Un système unique (fig. 6.21(a)) permet les dilatations thermiques que peut subir la halle mais entraîne un long cheminement des efforts dus au vent depuis les pignons. Une autre solution avec deux contreventements transversaux situés aux extrémités de la halle conduit les efforts du vent directement aux fondations, mais les dilatations thermiques étant empêchées, des efforts hyperstatiques sont ainsi créés (chap. 3). Pour cet exemple, nous avons choisi un système de contreventements transversal en croix de St-André situé au centre de la structure (fig. 6.21(a)).

Le système statique choisi (cadres hyperstatiques) permet d'assurer la stabilité transversale de la halle vis-à-vis des forces latérales. Cependant un système de contreventements longitudinal (fig. 6.21(b)) peut s'avérer nécessaire pour limiter les déplacements du cadre dans son plan, en constituant ainsi un appui latéral.

Prédimensionnement

En conclusion de cet exemple de conception, nous pouvons admettre les éléments porteurs suivants basés sur les règles empiriques de prédimensionnement de l'annexe A 6.1 :

Traverse: profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30} = \frac{15\,000\text{ mm}}{30} = 500\text{ mm}$	\Rightarrow choix IPE 450
Montant: profilé HE de même aire de section transversale que la traverse		\Rightarrow choix HEA 300
Panne: profilé laminé continu	$h \cong \frac{l}{40} = \frac{6000\text{ mm}}{40} = 150\text{ mm}$	\Rightarrow choix IPE 140 à 160
Filière: profilé laminé continu	$h \cong \frac{l}{40} = \frac{6000\text{ mm}}{40} = 150\text{ mm}$	\Rightarrow choix IPE 140

6.9.2 Charges et actions sur la halle industrielle

Données

La halle étudiée se trouve à Fribourg, à une altitude de 600 m. L'ossature (fig. 6.19) est composée de huit cadres en acier S235, espacés de 6.0 m. La longueur totale de la halle est de 42.0 m, sa largeur de

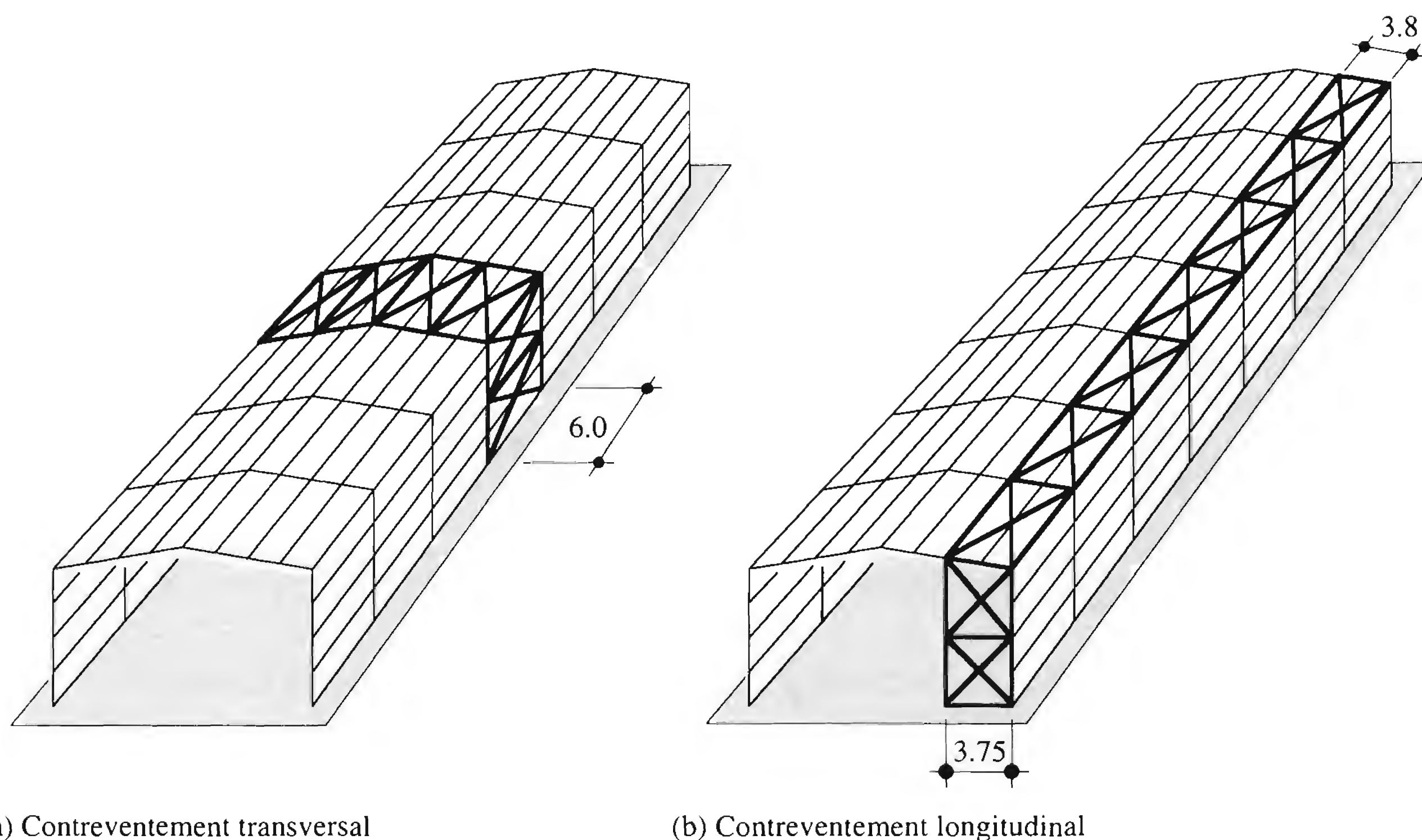


Fig. 6.21 Systèmes de contreventements.

15.0 m et sa hauteur à la corniche de 8.0 m. La toiture possède une légère pente, comme indiqué à la figure 6.19. La composition de la toiture sèche est illustrée à la figure 6.22.

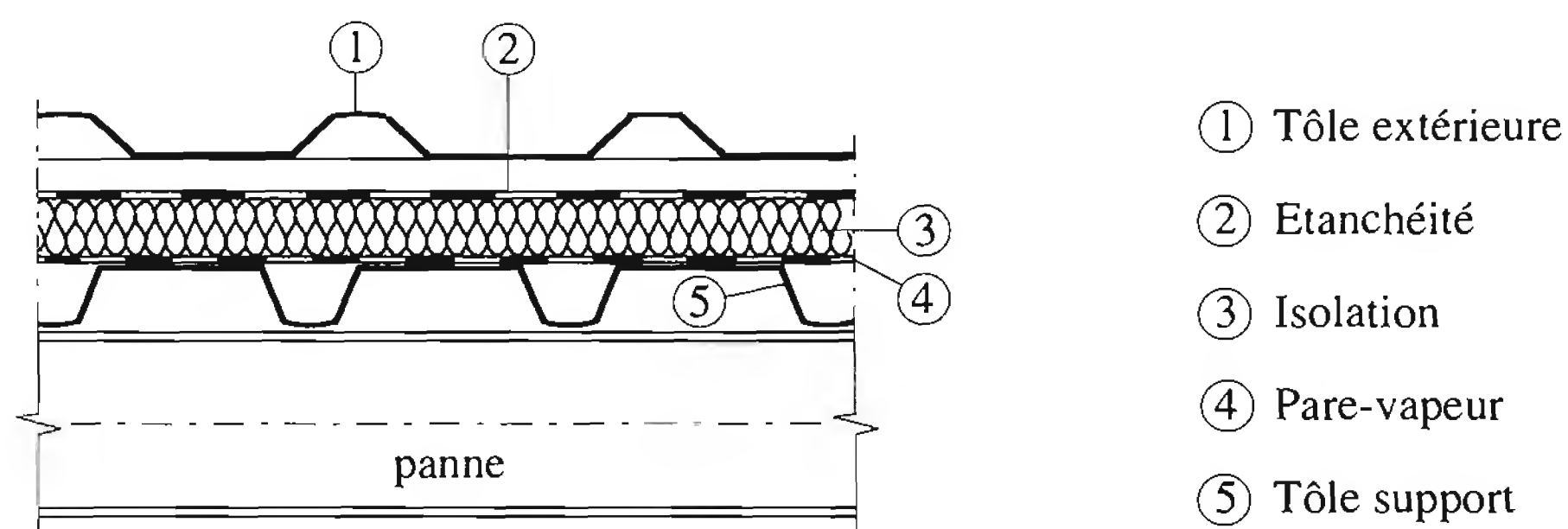


Fig. 6.22 Composition de la toiture.

Charges permanentes

Dans cette halle industrielle, les charges permanentes sont les poids des différents composants structuraux et de l'enveloppe.

- Toiture
 - Tôle extérieure : 150 N/m²
 - Etanchéité : 100 N/m²
 - Isolation : 50 N/m²
 - Pare-vapeur : 50 N/m²
 - Tôle support : 150 N/m²
 - Charge totale : 500 N/m²

La charge totale permanente regroupant l'ensemble des composants de la toiture s'élève donc à 500 N/m².

- Structure porteuse (prédimensionnement selon paragraphe 6.9.1)
 - Pannes (IPE 160) : $g_a = 0.16 \text{ kN/m}$
 - Traverses de cadre (IPE 450) : $g_a = 0.78 \text{ kN/m}$
 - Montants (HEA 300) : $g_a = 0.88 \text{ kN/m}$
 - Filières (IPE 140) : $g_a = 0.13 \text{ kN/m}$
 - Panneaux sandwichs (100 mm) : $g_b = 0.15 \text{ kN/m}^2$

Charges variables

- Neige
L'altitude de référence de Fribourg (selon la carte 1 de l'annexe A3 de la norme SIA 160) est identique à l'altitude sur mer, à savoir $h_0 = 600 \text{ m}$. La charge de neige sur un terrain horizontal s'élève, selon le chiffre 4 05 22 de la norme SIA 160, à :

$$s = \left[1 + \left(\frac{h_0}{350} \right)^2 \right] \cdot 0.4 \text{ kN/m}^2 = 1.6 \text{ kN/m}^2$$

Avec une pente $\beta = 9.5^\circ$, le coefficient de forme de toiture, selon la figure 6.6, vaut:
 $0^\circ < \beta < 15^\circ \Rightarrow \xi = 0.8$

Les valeurs de calcul sont :

- Pour la vérification de la sécurité structurale :
valeur représentative : $q_r = \zeta s = 0.8 \cdot 1.6 \text{ kN/m}^2 = 1.28 \text{ kN/m}^2$
- Pour la vérification de l'aptitude au service :
courte durée : $q_{ser,court} = q_r = 1.28 \text{ kN/m}^2$
longue durée : $q_{ser,long} = 0$; elle peut être négligée pour une altitude de 600 m.
- Vent
Les pressions extérieures dues au vent sont déterminées à l'aide de la norme SIA 160, chiffre 4 06. On a vu au paragraphe 6.6.2 que la valeur représentative de la pression dynamique du vent est de $q_r = 0.9 \text{ kN/m}^2$.
Le rapport $h : b : l = 8 \text{ m} : 42 \text{ m} : 15 \text{ m} \cong 0.5 : 3 : 1$ permet de choisir les coefficients de pression C_{qe} sur les façades (parties A à D) à l'aide du tableau 42, annexe A2 de la norme SIA 160 ($h : b : l = 0.5 : 2 : 1$; pente du toit 30°). Le choix des coefficients de pression C_{qe} sur la toiture (parties E à H) ainsi que des coefficients C_{qe}^* et C_{qi} est effectué à l'aide du tableau 41 ($h : b : l = 1.5 : 2 : 1$; pente du toit 10°). En résumé, les valeurs attribuées aux coefficients C_{qe} , C_{qe}^* et C_{qi} sont données au tableau 6.23.

Tableau 6.23 Coefficients de pression pour la halle.

C_{qe}									C_{qe}^*			C_{qi}	
Surface d'application									Surface localisée			Ouverture prépondérante sur côté	
φ	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	A	C
0°	0.7	-0.4	-0.3	-0.3	-1.1	-1.1	-0.5	-0.5	-1.3	-0.85	-0.9	0.8	-0.85
90°	-0.2	-0.2	0.75	-0.25	-1.05	-0.2	-1.05	-0.2	-0.65	-1.2	-0.5	-0.3	0.85
									$\hat{C}_{qe} = -2.0$				

Les valeurs négatives expriment des dépressions alors que les valeurs positives correspondent à des pressions. Selon le chiffre 4 06 4 de la norme SIA 160, pour une hauteur au faîte h de la halle

égale à environ 10 m en milieu rural, le coefficient de hauteur prend la valeur $C_h = 1.0$. Les pressions extérieures obtenues à l'aide de l'expression $q_e = C_{pe} C_h q_r$ sont résumées à la figure 6.24.

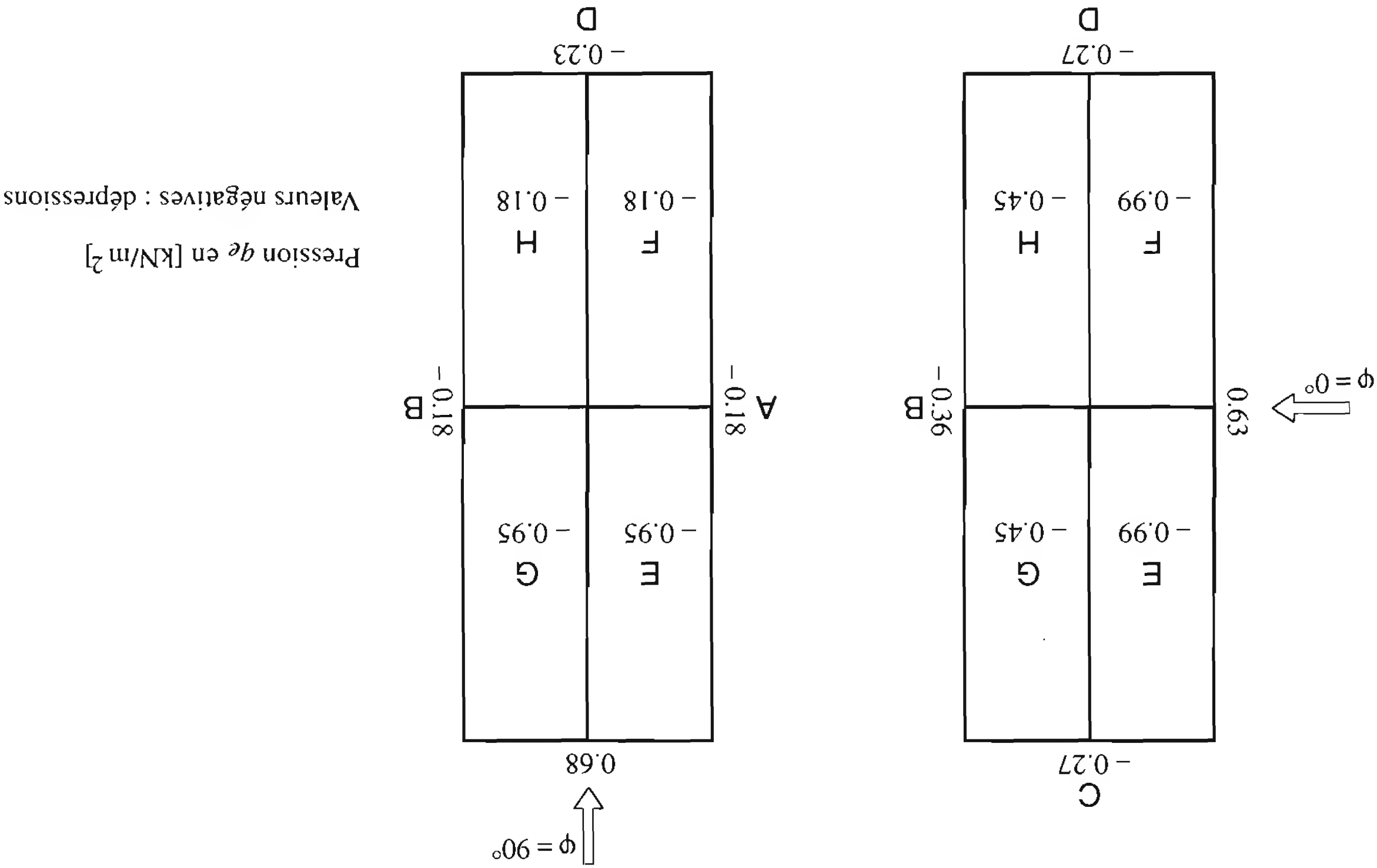


Fig. 6.24 Pressions extérieures agissant sur la halle.

- Pont roulant
La portée s du pont roulant est admise égale à 14.3 m, inférieure à la portée de la halle pour tenir compte de la dimension des corbeaux et du gabarit à respecter. La charge nominale du pont roulant est égale à 100 kN; l'empattement a du chariot est égal à 2.8 m.
En adoptant un pont roulant bipoutre standard et les caractéristiques données dans le tableau 15.4 pour $s = 15.0$ m, on obtient les charges suivantes:

- Charges verticales :
charge maximale par gale : $Q_{r,max} = 73.40$ kN
charge minimale par gale : $Q_{r,min} = 18.75$ kN

- Coefficient dynamique (majoration des charges verticales):
Pour les ponts roulants standard avec système de levage électrique, la norme SIA 160 recommande une valeur ξ du coefficient de levage égale à 0.15 (§ 6.7.3). Le coefficient dynamique s'élève donc à :

$$\Phi = 1 + \xi \frac{\sum Q_{r,max}}{Q_{nom}} = 1 + 0.15 \cdot \frac{2 \cdot 73.4 \text{ kN}}{100 \text{ kN}} = 1.10$$

- Forces horizontales par gale : ces forces agissent transversalement et parallèlement à la voie de roulement.
Forces horizontales transversales : $Q_{Tr} = \lambda Q_{r,max} = 0.128 \cdot 73.4 \text{ kN} = 9.4 \text{ kN}$
 λ : coefficient pour forces transversales (fig. 6.11), avec

$$\frac{s}{a} = \frac{14.3 \text{ m}}{2.8 \text{ m}} = 5.11 \Rightarrow \lambda = 0.128$$

Forces horizontales longitudinales : $Q_{Lr} = 0.2 Q_{r,max} = 0.2 \cdot 73.4 \text{ kN} = 14.7 \text{ kN}$

6.9.3 Système porteur d'un bâtiment à étages

But de l'exemple

Le but de cet exemple est la définition du système porteur d'un bâtiment. Cet exemple servira de base à différents exemples numériques traités dans ce volume. Les dimensions du bâtiment sont : longueur = 42 m, largeur = 24 m, hauteur au-dessus du sol = 31 m.

Plan d'utilisation

Le bâtiment à étages (fig. 6.25) est situé à une altitude de 600 m. La partie souterraine comprend deux étages de parking et un étage utilisé comme surface de stockage. Au rez-de-chaussée se trouvent des magasins. Le 1^{er} étage est utilisé comme restaurant et les autres étages comme bureaux et locaux d'habitation. La terrasse située en toiture est accessible au public.

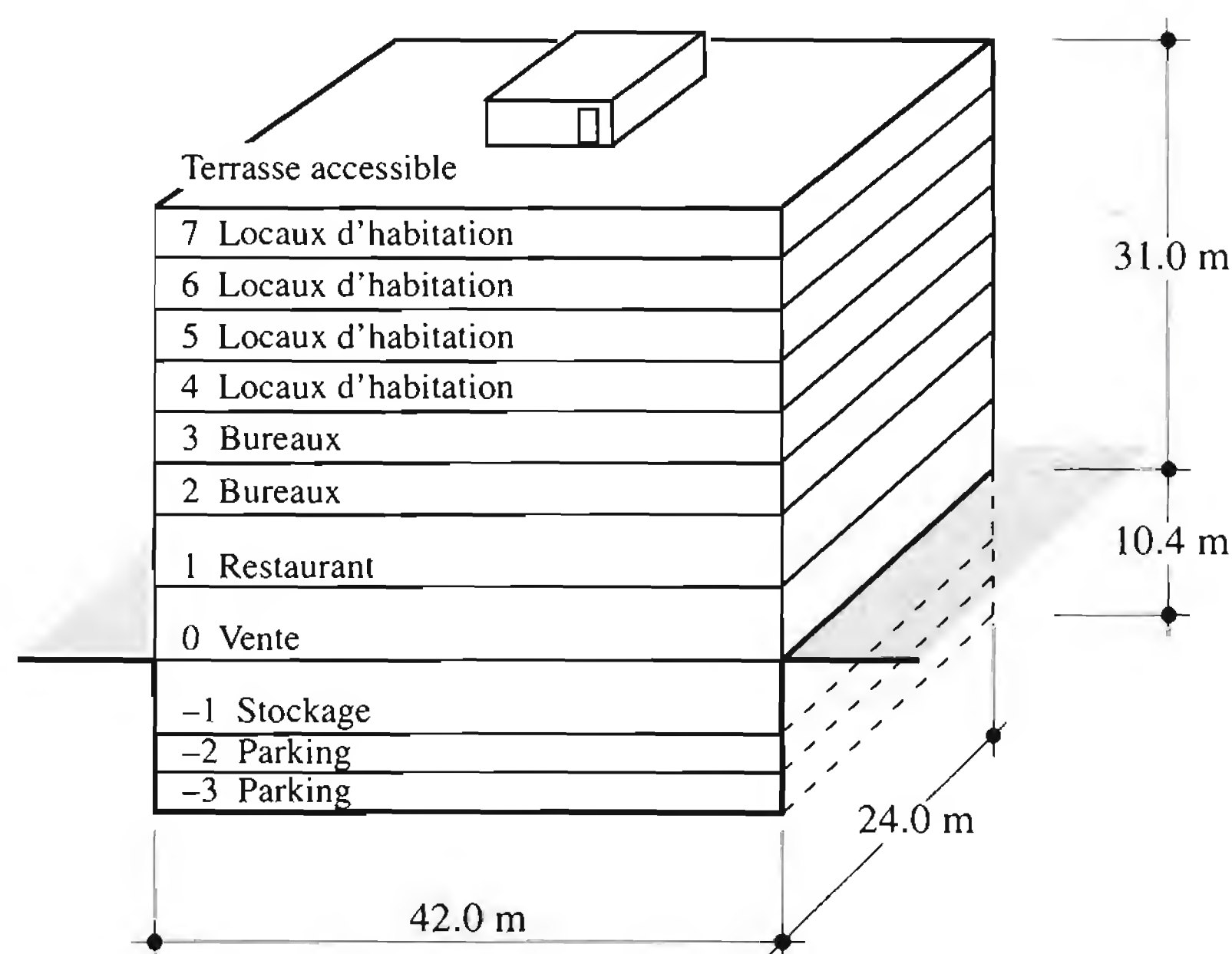


Fig. 6.25 Dimensions et affectations du bâtiment.

Structure porteuse

La partie souterraine du bâtiment est constituée du noyau central, poteaux, murs et dalles en béton armé. La structure porteuse verticale de la partie située au-dessus du sol est composée du noyau central en béton armé et de poteaux métalliques continus placés selon une trame de 6 m par 8 m (fig. 6.26). Un réseau de poutres simples orthogonales (sommiers et solives) prenant appui sur le noyau et sur les poteaux compose la structure porteuse horizontale du bâtiment. Les planchers sont constitués d'une dalle mixte (tôle-béton) reposant sur les solives de 8 m de portée espacées de 2 m. Les sommiers ont 6 m de portée et sont espacés de 8 m.

Système statique

Les conditions aux limites de chaque composant de l'ossature métallique (poteaux, sommiers, solives) sont les suivantes :

- *Poteaux* : Continus sur la hauteur du bâtiment, ils sont encastés à la base. En optant pour une telle liaison en pied de poteau, on introduit des efforts de flexion dans les fondations, mais on augmente légèrement la rigidité du système porteur du bâtiment par rapport à une solution avec pieds de poteaux articulés.

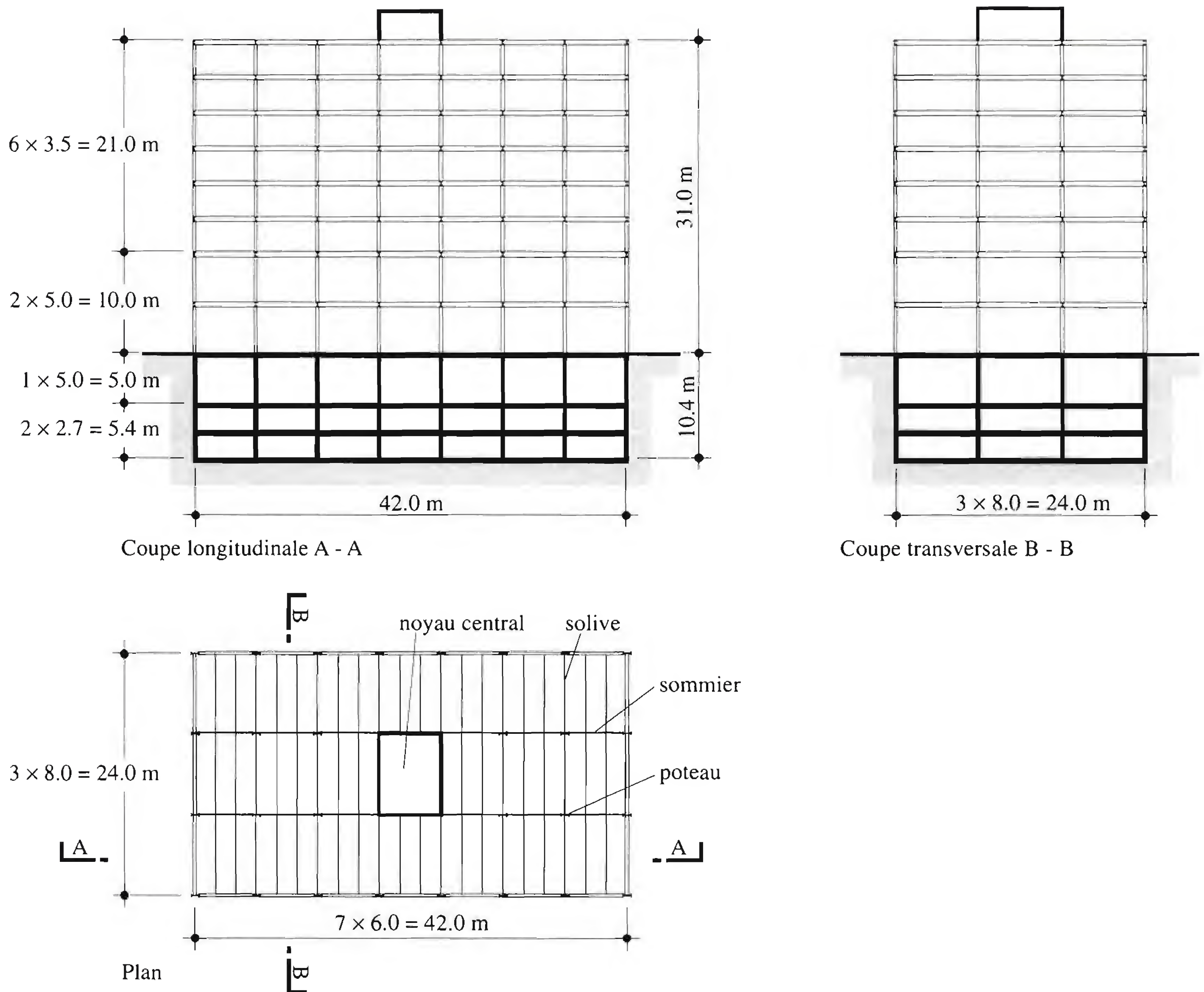


Fig. 6.26 Structure porteuse du bâtiment.

- *Sommiers*: Aux extrémités des sommiers, la liaison au poteau est articulée afin de simplifier les assemblages.
- *Solives*: Les liaisons solive-sommier sont articulées.

Stabilité horizontale

La stabilité horizontale est assurée par le noyau en béton armé allant du sous-sol à la toiture du bâtiment. La dalle mixte, liée aux solives et sommiers par des goujons, joue le rôle de contreventement horizontal à chaque étage.

Prédimensionnement

Le choix des éléments porteurs, basé sur les règles empiriques de prédimensionnement de l'annexe A 6.1, est le suivant:

Sommier: profilé laminé, $h \cong \frac{l}{25} = \frac{6000 \text{ mm}}{25} = 240 \text{ mm}$

\Rightarrow choix: HEA 280

Solive: profilé laminé, $h \cong \frac{l}{30} = \frac{8000 \text{ mm}}{30} = 267 \text{ mm}$

\Rightarrow choix: IPE 270

Poteau: profilé laminé de série H,

$\lambda_K \leq 50 \Rightarrow i \geq \frac{l_K}{\lambda_K} \cong \frac{l}{50} = \frac{5000 \text{ mm}}{50} = 100 \text{ mm}$

\Rightarrow choix: HEB 300

6.9.4 Charges et actions sur le bâtiment à étages

Le bâtiment, d’une hauteur de 31 m (§ 6.9.3), est situé à une altitude de 600 m. La surface des étages est de 42 m par 24 m. Les affectations et les dimensions de ce bâtiment sont précisées aux figures 6.25 et 6.26.

Charges permanentes

Elles sont constituées des poids propres des différents éléments porteurs, du poids des finitions et des galandages ainsi que du poids de l’enveloppe (façade et toiture).

- Poids propre de la structure porteuse (prédimensionnement selon paragraphe 6.9.3)
 - Sommier laminé (HEA 280) : $g_a = 0.76 \text{ kN/m}$
 - Solive (IPE 270) : $g_a = 0.36 \text{ kN/m}$
 - Poteau (HEB 300) : $g_a = 1.17 \text{ kN/m}$
 - Dalle mixte (ép. tot. 100 mm, tôle Cofrastra 40) : $g_b = 2.35 \text{ kN/m}^2$
- Poids des éléments non porteurs
 - Faux plafonds (plaques de plâtre ép. 40 mm): $q_{fp} = 12 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.04 \text{ m} \cong 0.5 \text{ kN/m}^2$
 - Finitions (galandages, chape et isolation phonique des planchers):
 $q_{fn} = 1.6 \text{ kN/m}^2$

Charges variables

- Charges utiles
Elles dépendent des affectations prévues à chaque étage. Pour notre exemple, elles sont tirées de la norme SIA 160 (voir § 6.5.1 et 6.5.2) et résumées dans le tableau 6.27.

Tableau 6.27 Charges utiles.

Niveau	Type d’affectation	Sécurité structurale	Aptitude au service	
			$q_{ser,long}$ [kN/m ²]	$q_{ser,court}$ [kN/m ²]
		q_r [kN/m ²]		
8	Terrasse accessible	4.0	0.5	2.0
4 à 7	Locaux d’habitation	2.0	0.5	1.5
2 et 3	Locaux administratifs (bureaux)	3.0	1.0	2.0
1	Restaurant, salles de conférence	5.0	4.0	5.0
Rez	Locaux de vente	5.0	4.0	5.0
– 1	Locaux de stockage	5.0	5.0	5.0
–2 et –3	Parkings	2.0	–	2.0

La charge utile des locaux d’habitation et administratifs, lorsqu’elle est considérée comme action prépondérante, peut être réduite au moyen du coefficient $\eta = (1 + 0.5 n) / n$, où n est le nombre

d'étages ($n \geq 3$) dont la charge utile est reprise par l'élément porteur considéré (§ 6.5.1 et norme SIA 160, chiffre 4 04 24).

Pour les garages, le coefficient vaut $\eta = (0.6 + 0.7 n) / n$ (norme SIA 160, chiffre 4 04 408).

- Neige
En admettant l'altitude de référence $h_0 = 600$ m, la charge de neige sur un terrain horizontal s'élève, selon la norme SIA 160, chiffre 4 05 22, à:

$$s = \left[1 + \left(\frac{h_0}{350} \right)^2 \right] 0.4 \text{ kN/m}^2 = 1.6 \text{ kN/m}^2$$

Pour un toit plat, le coefficient de forme de toiture, selon la figure 6.6, vaut:

$$0^\circ \leq \beta < 15^\circ \Rightarrow \xi = 0.8$$

Les valeurs de calcul de la charge de neige sont:

- Pour la vérification de la sécurité structurale:
 $q_r = \xi s = 0.8 \cdot 1.6 \text{ kN/m}^2 = 1.28 \text{ kN/m}^2$
- Pour la vérification de l'aptitude au service:
courte durée: $q_{ser,court} = q_r = 1.28 \text{ kN/m}^2$
longue durée: $q_{ser,longue} = 0$; elle peut être négligée pour une altitude de 600 m

- Vent
En admettant la valeur représentative de la pression dynamique du vent égale à $q_r = 0.9 \text{ kN/m}^2$, les pressions locales sont calculées avec les expressions (6.22) et (6.23). Pour le bâtiment en question (hauteur 31 m, surface 42 m \times 24 m), les coefficients C_{qe} , C_{qe}^* et C_{qi} peuvent être définis par exemple à l'aide du tableau 38, annexe A2 de la norme SIA 160. Ces coefficients sont rappelés dans le tableau 6.28.

Tableau 6.28 Coefficients de pression pour le bâtiment.

Coefficients pour $h : b : l = 1 : 1 : 1$, toit plat																
	C_{qe}								C_{qe}^*			C_{qi}				
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur côté				
φ	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	rép.	A	B	C	D
0°	0.75	-0.3	-0.75	-0.75	-1.05	-1.05	-0.45	-0.45	-1.2	-1.2	-0.8	-0.35	0.75	-0.3	-0.8	-0.8
15°	0.6	-0.35	-0.5	-0.55	-1.05	-0.8	-0.3	-0.4	-1.2	-1.0	-0.9	-0.25	0.6	-0.35	-0.6	-0.35
45°	0.35	-0.45	0.35	-0.45	-1.05	-0.6	-0.6	-0.25	-1.5	-0.7	-0.65	± 0.1	0.35	-0.45	0.35	-0.45
90°	-0.75	-0.75	-0.75	-0.3	-1.05	-0.45	-1.05	-0.45	-1.8	-0.6	0.55	-0.35	-0.8	-0.8	0.75	-0.3
									$\hat{C}_{qe} = -2.0$							

Pour une hauteur de bâtiment h de 30 m en milieu urbain, le coefficient de hauteur C_h est égal à environ 1.0 (norme SIA 160, fig. 8). Le coefficient de réduction moyen C_{red} vaut environ 0.80 ($b/h = l/h \cong 1.0$, norme SIA 160, fig. 9). Le bâtiment ayant des rapports b/h et l/h inférieurs à 4, le coefficient dynamique C_{dyn} peut être admis égal à 1.0 (norme SIA 160, tab. 9).

- Séisme
Fréquence fondamentale dans la direction transversale du bâtiment (norme SIA 160, chiffre 4 19 64):

$$f_0 = 13 C_s \frac{\sqrt{l}}{h} = 13 \cdot 0.9 \cdot \frac{\sqrt{24}}{31} = 1.8 \text{ Hz} \quad \text{avec} \quad C_s = 0.9 \text{ (sol compact)}$$

Les conditions du chiffre 4 19 504 de la norme SIA 160 ($0.5 \text{ Hz} < f_0 = 1.8 \text{ Hz} < 33 \text{ Hz}$, $h < 50 \text{ m}$, disposition symétrique et continue de la structure) étant satisfaites, la méthode des forces de remplacement peut être appliquée.

La force horizontale de remplacement (norme SIA 160, chiffre 4 19 506) ou éq. (6.34) vaut :

$$Q_{acc} = \frac{a_h}{g} \frac{C_d}{K} (G_m + \sum \psi_{acc} Q_r)$$

En admettant que le bâtiment se trouve dans la zone 1, l'accélération horizontale du sol a_s vaut $0.06 g$. Selon la figure 27 de la norme SIA 160, pour un bâtiment situé dans la zone 1 et possédant une fréquence fondamentale $f_0 = 1.8 \text{ Hz}$, le rapport a_h/g est égal à environ 0.08 .

Le coefficient de dimensionnement C_d est admis égal à 0.65 . Pour un bâtiment dont la structure est composée de cadres en acier avec un noyau en béton et dont la classe d'ouvrage est CO II, le tableau 33 de la norme SIA 160 donne un coefficient de déformation K égal à 2.0 (coefficient le plus défavorable, norme SIA 160 chiffre 4 19 74).

La force horizontale de remplacement vaut alors :

$$Q_{acc} = 0.08 \cdot \frac{0.65}{2.0} (G_m + \sum \psi_{acc} Q_r) = 0.026 (G_m + \sum \psi_{acc} Q_r)$$

Références

- [6.1] APK, *Construction métallique et mixte acier – béton*, Vol. 1 *Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4*, Eyrolles, Paris, 1996.
- [6.2] DEUTSCHER STAHLBAU-VERBAND, *Stahlbau, ein Handbuch für Studium und Praxis*, Band 2, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln, 1964.
- [6.3] KUNZ P., HIRT M. A., *Grundlagen und Annahmen für den Nachweis der Ermüdungssicherheit in den Tragwerksnormen des SIA*, SIA Dokumentation D 076, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA), Zürich, 1991.
- [6.4] BACHMANN H., *Erdbebensicherung von Bauwerken*, Birkhäuser Verlag, Basel, 1995.

Annexe

A 6.1 Règles empiriques de prédimensionnement

Les règles ci-dessous servent au prédimensionnement des éléments porteurs principaux des charpentes métalliques de halles et bâtiments. Elles donnent, pour les éléments fléchis, la hauteur h de la section transversale en fonction de sa portée l , et, pour les éléments tendus ou comprimés, l'élancement $\lambda_K = l_K / i$.

Halle industrielle	
Panne continue de toiture en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{40}$
Panne continue de toiture en profil formé à froid	$h \cong \frac{l}{30}$
Filière continue de façade en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{40}$
Traverse de façade en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30}$
Traverse de cadre en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30}$
Traverse de cadre en profil composé à âme pleine	$h \cong \frac{l}{15} \text{ à } \frac{l}{25}$
Ferme à treillis de hauteur constante	$h \cong \frac{l}{12}$
Ferme à treillis de forme triangulaire	$h \cong \frac{l}{4} \text{ à } \frac{l}{6}$
Montant de cadre en profilé laminé	profilé HE de même aire de section que la traverse
Poteau en profilé laminé supportant une ferme	profilé HE d'élancement $\lambda_K \leq 50$
Diagonale de contreventement triangulé	profil d'élancement $\lambda_K \leq 250$
Bâtiment	
Dalle mixte avec tôle profilée	$d \cong \frac{l}{32}$ (d : hauteur statique)
Solive en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30}$
Sommier en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{20} \text{ à } \frac{l}{25}$
Poteau en profilé laminé	profilé HE d'élancement $\lambda_K \leq 50$

7 Toitures et façades métalliques



Couverture de la gare postale, Coire (GR)

Les éléments porteurs principaux de la couverture sont constitués d'arcs tubulaires sous-tendus. Le revêtement en verre renforce la grande portée de cette réalisation et constitue un symbole de la transition architecturale entre l'ancienne et la nouvelle ville de Coire.

Maître de l'ouvrage: Schweizerische PTT-Betriebe

Architectes: Richard Brosi, Coire, Obrist und Partner, St.-Moritz

Ingénieurs: E. Toscano AG, Coire et Zurich, Hegland und Partner, Coire, Ove Arup & Partners, Londres

Année de mise en service: 1992

Photo Tuchs Schmid Engineering, Frauenfeld

7.1 Introduction

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des éléments porteurs de toiture et de façade constitués de tôles profilées à froid. Ce type particulier d'élément à paroi mince est souvent utilisé dans les halles et bâtiments industriels comme élément de toiture (support d'étanchéité ou couverture sèche) et comme élément de façade (bardage, revêtement extérieur). La tôle profilée est utilisée seule ou en combinaison avec d'autres matériaux, comme par exemple la mousse expansée (panneau isolant ou *panneau sandwich*) ou le béton (dalle mixte acier-béton). Nous reviendrons sur le dimensionnement des dalles mixtes au chapitre 9.

Le *profilage à froid* consiste à former progressivement une bande d'acier préalablement galvanisée en la faisant passer entre plusieurs couples de galets de forme complémentaire et en nombre approprié. La tôle profilée ainsi formée comporte une section droite constante sur toute sa longueur. Cette section est généralement constituée d'éléments plats et arrondis juxtaposés constituant des nervures de forme trapézoïdale et comportant souvent des raidisseurs en forme de rainures ou de plis. La principale caractéristique des tôles est l'épaisseur constante de l'acier due au procédé de fabrication. La figure 7.1 présente des exemples des principaux types de tôle profilée à froid utilisés pour les plaques et panneaux de toiture et façade.

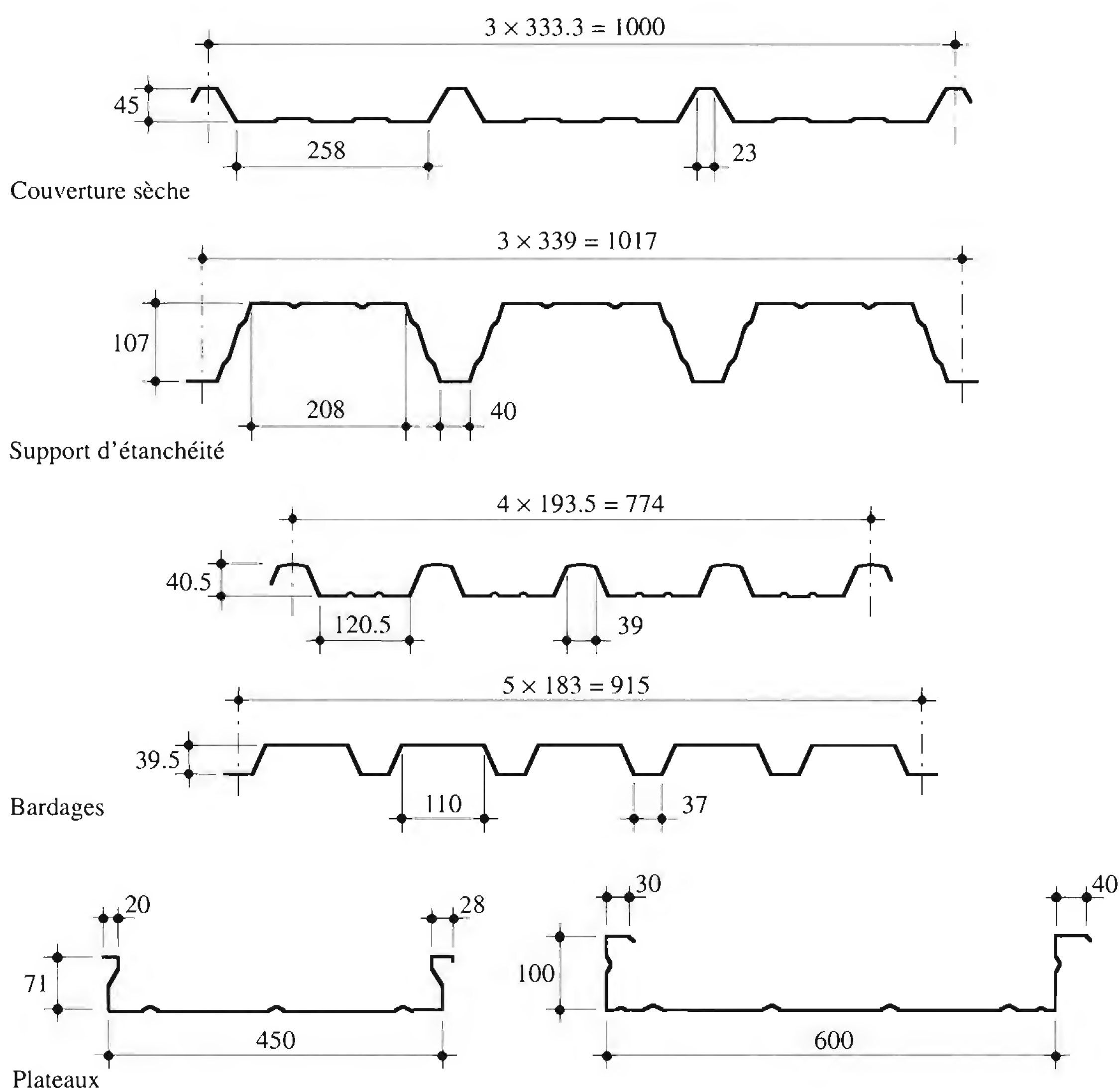


Fig. 7.1 Exemples de tôles profilées à froid pour plaques et panneaux de toiture et façade.

En tant qu'élément porteur, la tôle profilée joue deux rôles :

- D'une part, elle supporte les charges appliquées perpendiculairement à son plan. La tôle est considérée comme une série de poutres juxtaposées (les nervures), dont le dimensionnement, assimilé à celui des pièces linéaires fléchies, fait l'objet de la section 7.2.
- D'autre part, elle peut transmettre des efforts situés dans son propre plan. Cette capacité de résister également aux efforts de cisaillement (effet diaphragme) sera traité au chapitre 14 consacré aux contreventements.

La section 7.3 concerne le dimensionnement des panneaux sandwichs composés de deux faces métalliques entourant un noyau constitué d'une mousse rigide. Ces panneaux doivent résister à des forces perpendiculaires à leur plan telles que par exemple le vent pour les éléments de façade et la neige pour les éléments de toiture.

Ces éléments constituant les toitures et façades sont des éléments porteurs à part entière. Il est donc essentiel que leur assemblage à la structure intermédiaire éventuelle (lattage) et à la structure porteuse principale soit dimensionné selon les mêmes principes de sécurité structurale et d'aptitude au service que ceux utilisés pour l'ossature de la halle ou du bâtiment. Ces assemblages font l'objet de la section 7.4. Enfin, la section 7.5 comprend trois exemples numériques relatifs à une tôle profilée, à un panneau sandwich et aux attaches de la tôle.

7.2 Tôles profilées

7.2.1 Matériaux

Le *matériau* de base servant à la fabrication des plaques profilées à froid est la tôle d'acier. Cette tôle est un produit plat d'épaisseur inférieure à 3 mm, laminé à chaud ou à froid, galvanisé et livré sous forme de bobines. La couche de zinc, barrière physique contre les attaques de la corrosion atmosphérique, est obtenue par galvanisation à chaud dans des lignes traitant de larges bandes en continu (immersion dans un bain de zinc en fusion). Une caractéristique importante de la tôle galvanisée en continu est de résister à la corrosion non seulement sur les faces recouvertes de zinc, mais aussi sur les zones où l'acier a été mis à nu (sur les tranches cisillées par exemple), où la couche de zinc se reforme.

Les propriétés des tôles d'acier galvanisées servant à la fabrication des tôles profilées à froid sont données dans la norme européenne EN 10 147 [7.1]. Cette norme définit les caractéristiques mécaniques de base (avant profilage à froid, indice *b*) de l'acier livré sous forme de feuilles ou de bobines, les masses de revêtement de zinc (ou d'alliage fer-zinc) ainsi que les désignations conventionnelles. Le tableau 7.2 donne les classes d'acier et les caractéristiques mécaniques nominales pour les tôles d'épaisseur inférieure ou égale à 3 mm. En pratique, les épaisseurs usuelles des tôles profilées à froid se situent entre 0.5 mm et 1.5 mm. Les épaisseurs spécifiées sont en général les épaisseurs nominales y compris la couche de zinc. Les tolérances par rapport à l'épaisseur nominale, définies dans la norme EN 10 143 [7.2], peuvent être supérieures à $\pm 10\%$. En général, les tôles profilées en acier sont revêtues d'une couche de zinc de 275 g/m^2 , ce qui correspond à une épaisseur de dépôt de $20 \mu\text{m}$ par face environ. Ainsi, on obtient l'épaisseur du métal nu t_n en déduisant de l'épaisseur nominale spécifiée t_{nom} une épaisseur totale de zinc t_{zinc} de 0.04 mm.

La plupart des catalogues de produits donnent les caractéristiques mécaniques basées sur une seule classe d'acier, en général SE 320 ou SE 350. Les autres classes peuvent être disponibles, mais l'utilisateur des documents commerciaux doit être attentif au fait que les caractéristiques géométriques dépendent de la limite d'élasticité et doivent être calculées (par exemple selon la méthode exposée au paragraphe 7.2.3).

On utilise parfois la tôle d'alliage d'aluminium pour les toitures et les façades. Le tableau 7.2 en donne les classes et les caractéristiques mécaniques.

Tableau 7.2 Classes d'acier et d'aluminium et leurs caractéristiques mécaniques nominales (pour épaisseur ≤ 3 mm).

Classe d'acier (selon norme EN 10 147)	Limite d'élasticité de base f_{yb} [N/mm ²]	Résistance à la traction f_u [N/mm ²]	Allongement de rupture ε_r [%]	
			$t \leq 3.0$ mm	$t \leq 0.7$ mm
SE 220 G	220	300	20	18
SE 250 G	250	330	19	17
SE 280 G	280	360	18	16
SE 320 G	320	390	17	15
SE 350 G	350	420	16	14
SE 550 G	550	560	—	—
Classes d'alliage d'aluminium (selon les normes ISO R 209 et TR 2136)				
AlMn1 Mg1, AlMn1 Mg0.5, AlMn1, 3AlMg1	180-220 (limite apparente d'élasticité $\sigma_{0.2}$)	230-250	3	

7.2.2 Actions et situations de risque

Le type et la valeur numérique des actions (chap. 6) ainsi que les situations de risque à considérer lors de la vérification de la sécurité structurale varient selon l'utilisation de la tôle profilée. C'est pourquoi il convient de les classer en :

- tôle de façade,
- tôle de toiture,
- tôle de plancher métallique,
- tôle de dalle mixte (cas traité au chapitre 9).

Les **tôles de façade** sont sollicitées en flexion, essentiellement par l'action du vent. Celle-ci est assimilée à une pression statique de remplacement multipliée par divers coefficients qui dépendent de la forme et de la hauteur du bâtiment (chap. 6). La charge de vent à considérer sur la tôle profilée de façade est donc une pression q_w pouvant agir aussi bien à l'extérieur qu'à l'intérieur du bâtiment. Comme ces pressions agissent horizontalement sur une façade verticale, on ne les cumule pas avec l'effet du poids propre, qui peut d'ailleurs être négligé dans le cas d'un bardage simple. La pression du vent est donc la seule action sollicitant les tôles profilées de façade. Les tôles et leur fixation situées dans les angles de bâtiment, où la dépression est forte (jusqu'à deux fois la pression extérieure), doivent être étudiées plus particulièrement (sect. 7.4).

Les **tôles de toiture** sont sollicitées en flexion par :

- leur poids propre g_p ,
- le poids des éléments non porteurs q_{fn} ,
- la neige q_s ,
- le vent q_w .

Le poids propre de la tôle est en général donné par les fournisseurs (l'indice p se rapporte à l'acier profilé à froid, par distinction avec l'acier laminé à chaud, d'indice a). Le poids des éléments non porteurs (isolation, étanchéité, sable, gravier, etc.) doit être estimé en fonction du type de matériau et de l'épaisseur prévue. Si des installations fixes sont suspendues à la tôle de toiture, leur poids sera estimé

en fonction de leur masse. La charge de neige dépend essentiellement de la forme de la toiture et de l'altitude du lieu où est situé le bâtiment. La charge de vent à considérer est la pression extérieure et intérieure, comme on l'a vu pour les tôles de façade. Les zones de bord de la toiture, où la dépression est nettement plus forte que la pression extérieure, doivent être étudiées particulièrement.

Les *tôles de plancher métallique* (non mixte) sont sollicitées en flexion par :

- leur poids propre g_p ,
- le poids des éléments non porteurs q_{fin} ,
- la charge utile q .

Le poids des éléments non porteurs (béton de remplissage ou de recouvrement, isolation, chape, plancher en bois, etc.) doit être estimé en fonction du type de matériau et de l'épaisseur prévue. Si des installations sont suspendues à la tôle, leur poids sera estimé en fonction de leur masse. La charge utile dépend de l'utilisation qui est faite des locaux.

Lors de la *pose des tôles* de toiture et de plancher, celles-ci peuvent être soumises à des charges de construction de courte durée comme par exemple :

- le poids des ouvriers,
- le vent (pression ou dépression),
- le dépôt provisoire de matériaux ou d'équipements techniques, etc.

Le tableau 7.3 donne les situations de risque à considérer lors de la vérification de la sécurité structurale des tôles profilées, dans les cas courants. Les valeurs numériques des charges sont données dans les normes (norme SIA 160, Eurocode 1).

Tableau 7.3 Situations de risque à considérer pour la vérification de la sécurité structurale.

Utilisation de la tôle	Situation de risque	Actions permanentes		Actions variables			
		Poids propre	Poids él. non porteurs	Charge de construction	Vent	Neige	Charge utile
Façade	Vent			–	prépond.	–	–
Toiture	Montage	g_p	–	prépond.	concomit.	–	–
	Montage	$g_p (\gamma_{G,min})$	–	–	prépond. (–)	–	–
	Neige	g_p	q_{fin}	–	concomit.	prépond.	–
	Vent	g_p	q_{fin}	–	prépond.	–	–
Plancher	Montage	g_p	–	prépond.	concomit.	–	–
	Utilisation	g_p	q_{fin}	–	–	–	prépond.

(–): Vent en dépression

7.2.3 Résistance en section

Etant donné leur minceur ou élancement (rapport entre la largeur b et l'épaisseur t), les éléments plans soumis à la compression voilent localement à un niveau de contraintes inférieur à la limite d'élasticité du matériau. Le voilement local (TGC vol. 10, chap. 12) devient donc le critère principal de dimensionnement. Toutefois, de tels éléments ne vont pas *se rompre* lors de la première apparition du voilement, mais ils vont continuer à supporter des charges croissantes au-delà de la charge critique de

voilement élastique (résistance post-critique). Il existe plusieurs modèles permettant de déterminer la résistance de tels éléments minces comprimés. La plupart d'entre eux font appel à la notion de largeur efficace (fig. 7.4). Les formules données dans ce paragraphe ne s'appliquent qu'à l'acier.

La section d'acier soumise à des contraintes non uniformes (par exemple dues à un moment de flexion M_y) est remplacée par une section efficace sollicitée par une contrainte uniforme. La largeur efficace b_{ef} dépend du rapport b/t de l'élément comprimé et de la contrainte maximale σ_{max} qui le sollicite. Ainsi, lorsque la contrainte dans l'aile comprimée augmente, sa largeur efficace diminue et la section ainsi réduite de la tôle profilée voit son moment d'inertie I_y également diminuer. La première difficulté réside dans ce calcul de la section efficace qui s'effectue par itération.

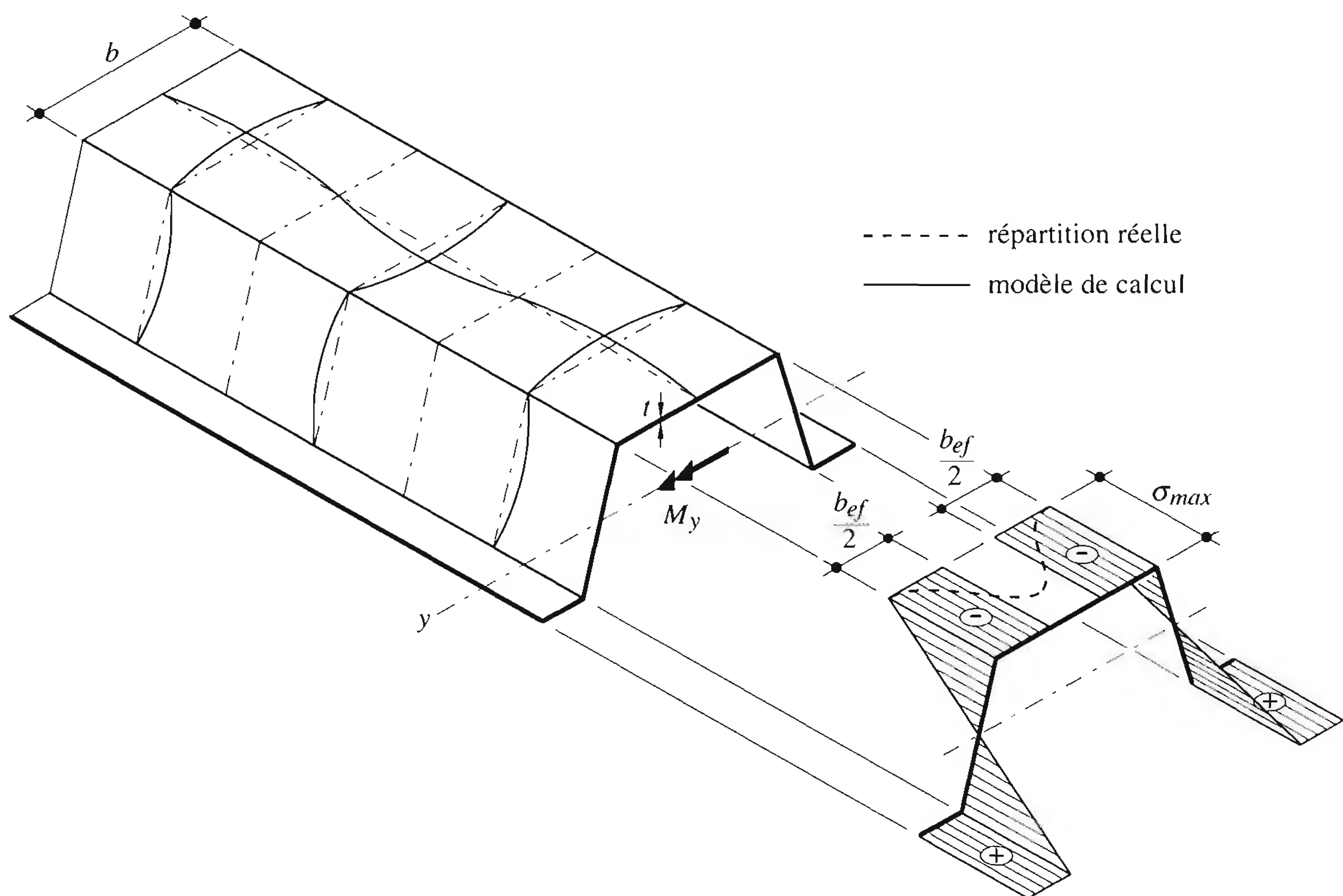


Fig. 7.4 Largeur efficace d'un élément comprimé à paroi mince.

La résistance des parties planes comprimées peut être sensiblement augmentée par l'introduction de raidisseurs. Des essais ont permis de déterminer les exigences minimales requises pour que ces raidisseurs soient efficaces. Des considérations analogues peuvent être faites pour les éléments plans soumis au cisaillement, pour lesquels des raidisseurs permettent d'augmenter la résistance des âmes. Ainsi les sections de tôles profilées deviennent de plus en plus variées et difficiles à analyser; là réside la deuxième difficulté du calcul.

Ces deux difficultés conjuguées rendent très compliqué, voire impossible, tout calcul à la main des caractéristiques géométriques de la section droite d'une tôle profilée. C'est pourquoi la plupart des fabricants déterminent ces valeurs par essais. Nous présentons ici un résumé de la méthode de calcul tirée de l'Eurocode 3, partie 1-3, qui concerne essentiellement le cas des sections soumises à la flexion et au cisaillement.

Résistance ultime à la flexion

Le calcul de la résistance ultime à la flexion d'une section droite de tôle profilée trapézoïdale (fig. 7.5) s'effectue de la façon suivante :

- Calcul de la position provisoire z_0 de l'axe neutre à partir de la fibre médiane de l'aile inférieure en considérant la section complète de l'âme et la section efficace de l'aile comprimée (fig. 7.5(a)), avec la condition :

$$\int_{A_{ef}} \sigma \, dA = 0 \quad (7.1)$$

- Calcul de la largeur efficace de la partie comprimée de l'âme en utilisant la position provisoire z_0 de l'axe neutre.
- En présence de raidisseurs dans les zones comprimées, calcul de l'aire efficace des raidisseurs.
- Calcul de la position z_{ef} finale de l'axe neutre en tenant compte des largeurs efficaces de l'aile comprimée et de la partie comprimée de l'âme ainsi que de l'aire efficace des raidisseurs.
- Calcul de la résistance à la flexion

$$M_R = \int_{A_{ef}} \sigma \, z \, dA \quad (7.2)$$

Si $z_{ef} \leq h_w/2$ (fig. 7.5(b)), la contrainte de compression constitue le critère déterminant et la résistance ultime M_R est donnée par :

$$M_R = \frac{I_{ef}}{h_w - z_{ef}} f_{yb} \quad (7.3)$$

I_{ef} : moment d'inertie de la section efficace
 h_w : hauteur de la tôle profilée (entre les lignes médianes des ailes)
 f_{yb} : limite d'élasticité de base de l'acier

Si $z_{ef} > h_w/2$ (fig. 7.5(c)), la résistance ultime M_R peut être obtenue par itération en utilisant la réserve plastique de l'aile tendue jusqu'à ce que la contrainte dans l'aile comprimée atteigne la limite d'élasticité f_{yb} .

Influence du rayon de pliage

L'arrondi des angles du profil peut être négligé dans le calcul des caractéristiques géométriques et la section droite peut être assimilée à une juxtaposition d'éléments plans à angles vifs si les deux conditions suivantes sont remplies (fig. 7.5(d)) :

$$\left. \begin{array}{l} r \leq 5t \\ r \leq 0.15b \end{array} \right\} \quad (7.4)$$

r : rayon intérieur de pliage
 t : épaisseur nominale de la tôle
 b : largeur de l'élément plan, mesurée entre les points d'intersection des lignes médianes des parois

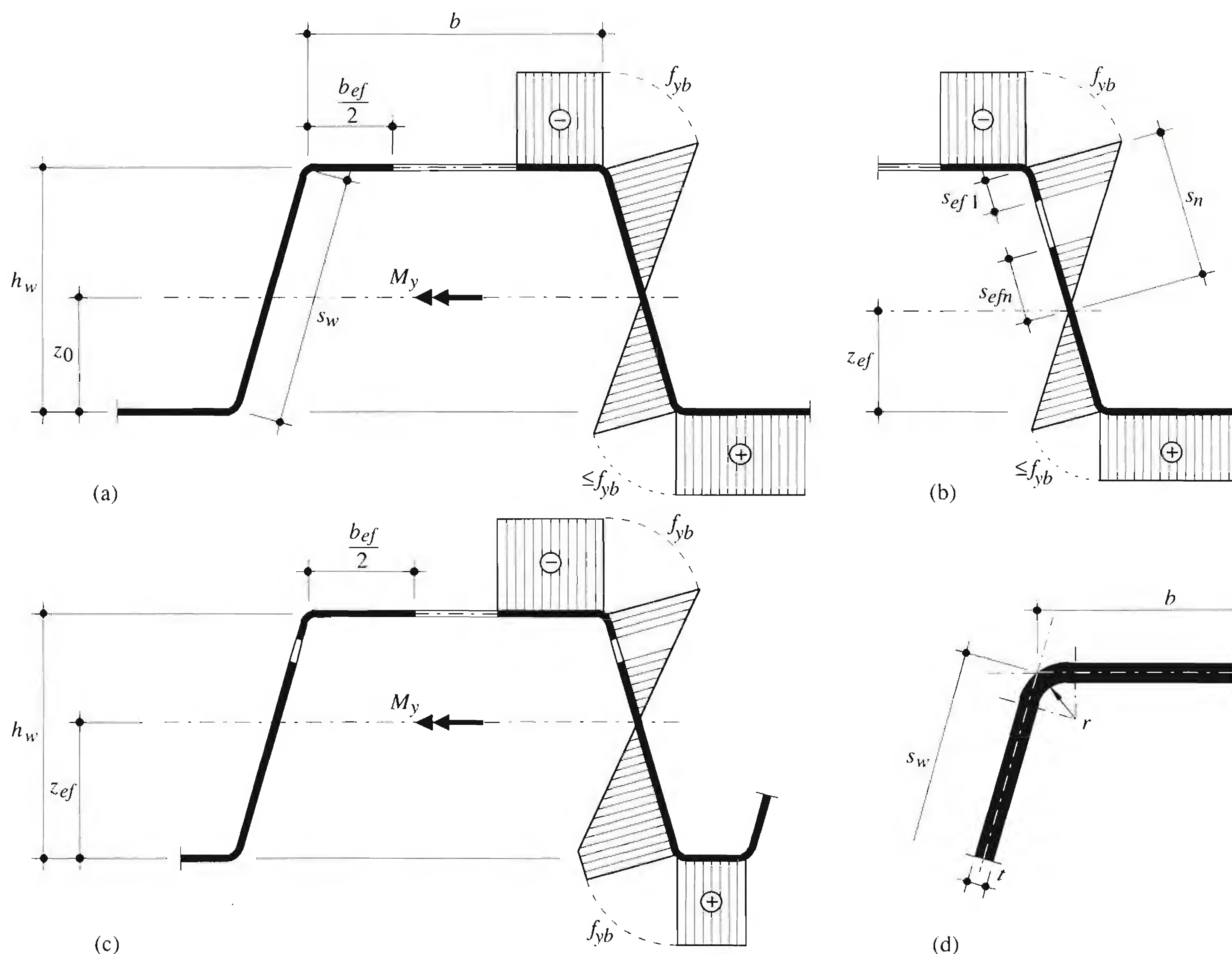


Fig. 7.5 Section efficace d'un profil sans raidisseur soumis à la flexion.

Si ces conditions ne sont pas remplies, les caractéristiques doivent être déterminées sur la base de la géométrie exacte du profil (par exemple selon l'Eurocode 3, partie 1-3).

Largeur efficace de l'aile comprimée (sans raidisseur)

Pour le calcul de la résistance à l'état limite ultime d'un profil à paroi mince, la largeur efficace b_{ef} d'une aile comprimée située entre deux âmes, sans raidisseur intermédiaire, est déterminée à l'aide d'un coefficient d'élancement $\bar{\lambda}_p$ (noté $\bar{\lambda}_B$ dans le TGC vol. 10, sect. 12.2). Si la valeur de ce dernier est plus grande que 0.673, la largeur utile b_{ef} est donnée par:

$$b_{ef} = \frac{b}{\bar{\lambda}_p} \left(1.0 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}_p} \right) \leq b \quad (7.5)$$

Le coefficient d'élancement $\bar{\lambda}_p$ est défini par:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{crB}}} \quad (7.6)$$

σ_{crB} : contrainte critique de voilement élastique $\left(\sigma_{crB} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \right)$

En admettant $\sigma_{max} = f_{yb}$, on obtient:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) f_{yb}}{k \pi^2 E}} \cong 1.052 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{k E}} \quad (7.7)$$

k : coefficient de voilement (TGC vol. 10, tab. 12.7)

Pour le calcul de la largeur efficace à l'état limite de service, on utilise la même expression (7.6) dans laquelle le coefficient d'élancement $\bar{\lambda}_p$ vaut alors:

$$\bar{\lambda}_{p,ser} = \sqrt{\frac{\sigma_{ser}}{\sigma_{crB}}} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{ser}}{f_{yb}}} \quad (7.8)$$

σ_{ser} : contrainte maximale de compression sous charges de service calculée avec la section efficace.

Largeur efficace de l'âme (sans raidisseur)

Pour le calcul de la résistance à l'état limite ultime, la largeur efficace de l'âme sans raidisseur intermédiaire (fig. 7.5(b)) est composée de deux parties:

- près de l'aile comprimée $s_{ef1} = 0.76 t \sqrt{\frac{E}{f_{yb}}} \quad (7.9a)$

- près de l'axe neutre provisoire $s_{efn} = \left(1 + 0.5 \frac{h_w}{h_w - z_0} \right) s_{ef1} \quad (7.9b)$

Si $s_{ef1} + s_{efn} > s_n$, toute la hauteur comprimée de l'âme s_n est efficace (fig. 7.5 (b)).

Pour le calcul à l'état limite de service, on peut admettre que l'âme est entièrement efficace.

Aile comprimée comportant des raidisseurs

Le calcul de la résistance à l'état limite ultime d'une section droite de tôle profilée trapézoïdale comportant des raidisseurs intermédiaires (fig. 7.6(a)) est basé sur l'hypothèse que chaque raidisseur se comporte comme une barre comprimée appuyée sur toute sa longueur sur un milieu élastique dont la constante de rigidité dépend des conditions de bord et de la rigidité flexionnelle des éléments plans adjacents. L'aire efficace des raidisseurs doit donc être réduite, pour tenir compte de leur flambage éventuel, en utilisant dans le calcul du coefficient d'élancement (7.6) une contrainte critique de flambage élastique σ_{crs} à la place de σ_{crB} (s pour l'anglais *stiffener*: raidisseur; B pour l'allemand *Beulen*: voilement). Pour éviter des calculs longs et fastidieux, l'Eurocode 3, partie 1-3, préconise la procédure simplifiée suivante:

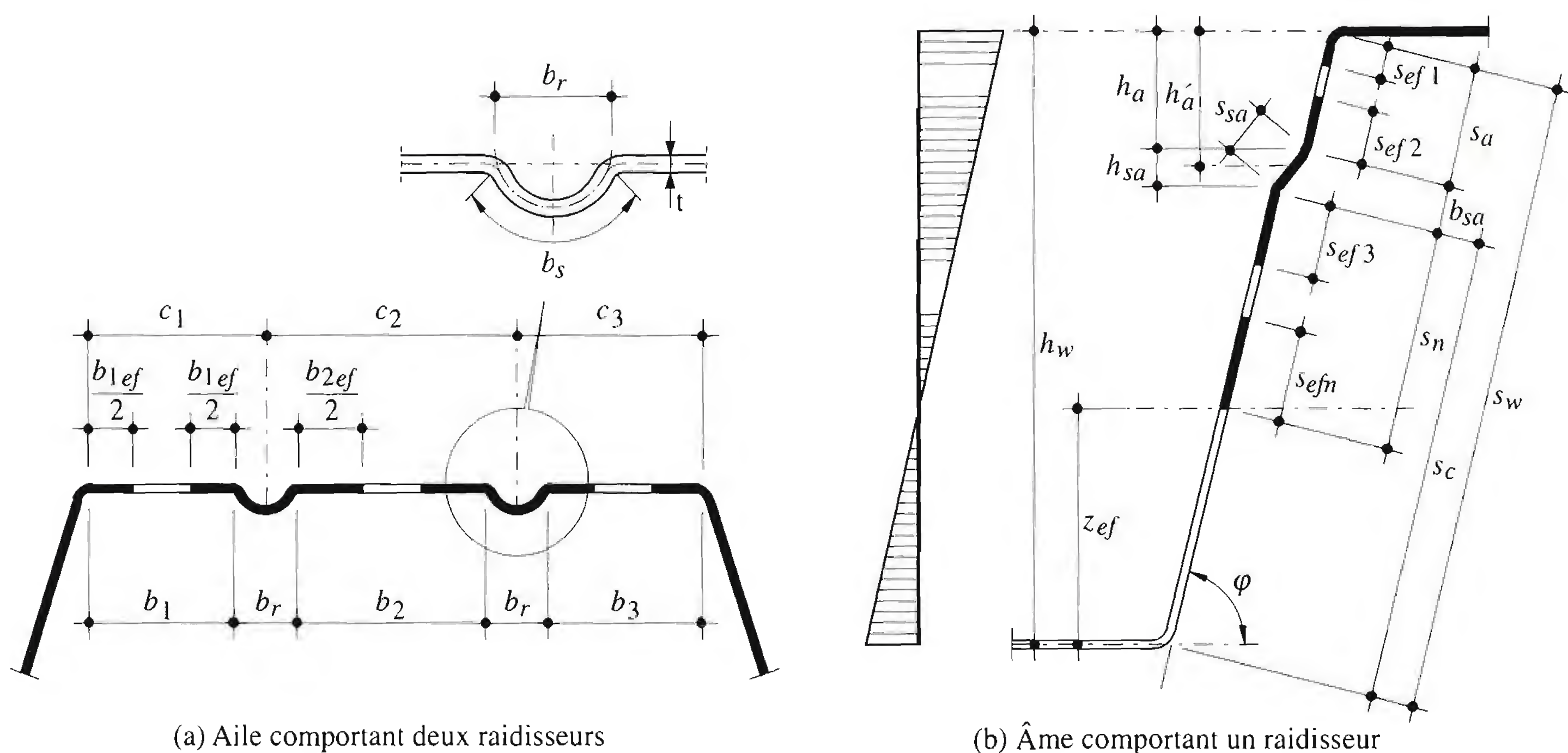


Fig. 7.6 Section efficace comportant des raidisseurs.

- Pour chaque raidisseur intermédiaire, calcul de l'aire efficace $A_{s,ef}$ composée de l'aire du raidisseur lui-même et des deux largeurs efficaces adjacentes:

$$A_{s,ef} = \left(\frac{b_{1ef}}{2} + \frac{b_{2ef}}{2} + b_s \right) t \quad (7.10)$$

- Les largeurs efficaces $b_{1ef}/2$ et $b_{2ef}/2$ sont déterminées selon (7.5) dans laquelle on introduit un coefficient de voilement k pour «élément plan appuyé sur ses deux bords» ainsi que la contrainte $\sigma_{max} = \kappa f_{yb}$ de façon que:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\kappa} \quad (7.11)$$

Le coefficient de flambage κ peut être pris approximativement égal à 0.5 si le moment d'inertie $I_{s,ef}$ de la section efficace d'aire $A_{s,ef}$ du raidisseur par rapport à son propre axe d'inertie satisfait l'inégalité:

$$I_{s,ef} \geq 0.016 \left(\frac{f_{yb}}{E} \right)^2 \left(\frac{c_1 + c_2}{t} \right)^3 A_{s,ef}^2 \quad (7.12)$$

$A_{s,ef}$: Aire efficace du raidisseur dans le premier pas d'itération ($\sigma_{max} = f_{yb}$)

Le coefficient de flambage κ peut être pris approximativement égal à 1.0 si:

$$I_{s,ef} \geq 0.24 \left(\frac{f_{yb}}{E} \right)^2 \left(\frac{c_1 + c_2}{t} \right)^3 A_{s,ef}^2 \quad (7.13)$$

- Calcul de l'aire efficace réduite:

$$A_{s,red} = \kappa A_{s,ef} \quad (7.14)$$

Pour le calcul des caractéristiques géométriques de la section efficace, l'aire efficace réduite des raidisseurs peut être calculée en utilisant une épaisseur réduite t_{red} affectant tous les éléments de l'aire $A_{s,ef}$:

$$t_{red} = \kappa t \quad (7.15)$$

A l'état limite de service, on détermine les caractéristiques géométriques de la section efficace du raidisseur en introduisant l'épaisseur totale t .

Ame comportant des raidisseurs

Pour le calcul de la résistance à l'état limite ultime, on admet que la section efficace de l'âme comprimée est composée des portions suivantes:

- une bande s_{ef1} adjacente à l'aile comprimée,
- la section efficace $A_{s,red}$ de chaque raidisseur comprimé,
- une bande s_{efn} adjacente à l'axe neutre efficace.

L'Eurocode 3, partie 1-3, donne les formules nécessaires au calcul des différentes bandes efficaces s_{ef} de l'âme et des sections efficaces $A_{s,ef}$ des raidisseurs. Par exemple, l'aire efficace du raidisseur de la section de la figure 7.6(b) vaut:

$$A_{s,ef} = (s_{ef2} + s_{ef3} + s_{sa}) t \quad (7.16)$$

L'aire efficace réduite des raidisseurs d'âme comprimés peut être calculée par analogie à celle des raidisseurs d'aile. Quand aussi bien l'aile que l'âme comportent des raidisseurs, il y a interaction entre le flambage éventuel des raidisseurs d'aile et celui des raidisseurs d'âme. Dans ce cas, il faut utiliser dans le calcul des aires efficaces réduites $A_{s,red}$ une valeur modifiée de la contrainte critique de flambage élastique, commune aux deux types de raidisseurs.

Résistance ultime au cisaillement

La résistance ultime au cisaillement d'une âme de tôle profilée (fig. 7.7(a)) est donnée par:

$$V_{wR} = \tau_B s_w t \leq \frac{f_{yb}}{\sqrt{3}} s_w t \quad (7.17)$$

- τ_B : contrainte limite de voilement par cisaillement
- s_w : hauteur de l'âme parallèlement à son plan
- t : épaisseur d'acier de la tôle

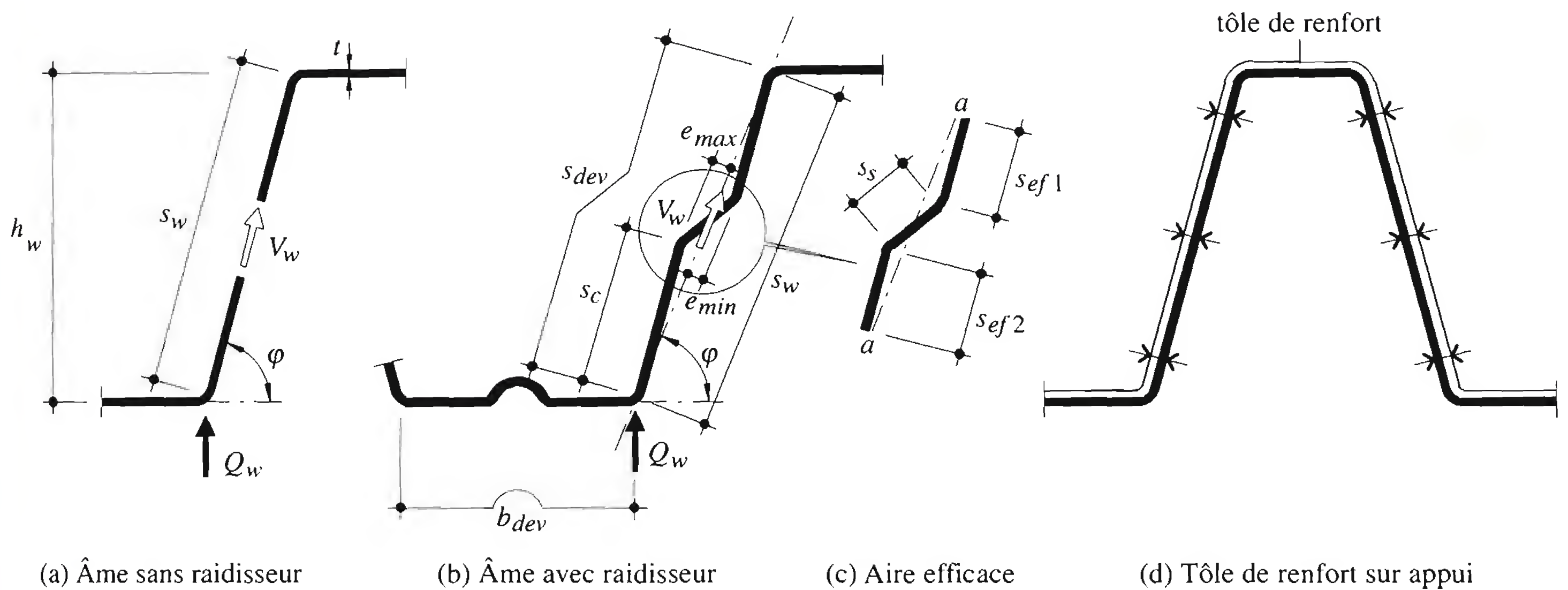


Fig. 7.7 Résistances d'âmes soumises à un effort tranchant V ou une force transversale Q .

La contrainte limite τ_B est donnée au tableau 7.8 pour les tôles profilées avec ou sans tôle de renfort sur appui (fig. 7.7(d)), en fonction du coefficient d'élancement $\bar{\lambda}_w$:

$$\bullet \text{ âme sans raidisseur } \bar{\lambda}_w = 0.346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad (7.18)$$

$$\bullet \text{ âme avec raidisseur } \bar{\lambda}_w = 0.346 \frac{s_{dev}}{t} \sqrt{\frac{5.34}{k_\tau} \frac{f_{yb}}{E}} \geq 0.346 \frac{s_c}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad (7.19)$$

$$k_\tau = 5.34 + \frac{2.10}{t} 3 \sqrt{\frac{I_s}{s_{dev}}} \quad (7.20)$$

s_{dev} : hauteur développée de l'âme

s_c : hauteur de l'élément plan le plus large

I_s : moment d'inertie du raidisseur d'âme autour de l'axe $a-a$ (fig. 7.7(c))

Tableau 7.8 Contrainte limite de voilement élastique par cisaillement τ_B .

Coefficient d'élancement	Ame sans tôle de renfort sur appui	Ame avec tôle de renfort sur appui
$\bar{\lambda}_w < 1.40$	$\frac{0.48}{\bar{\lambda}_w} f_{yb}$	$\frac{0.48}{\bar{\lambda}_w} f_{yb}$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.40$	$\frac{0.67}{\bar{\lambda}_w^2} f_{yb}$	$\frac{0.48}{\bar{\lambda}_w} f_{yb}$

Résistance à une force transversale

La résistance ultime à une force transversale ponctuelle ou à une réaction d'appui d'une âme non raidie de tôle profilée (fig. 7.7(a)) est donnée par l'expression suivante :

$$Q_{wR} = \alpha_i t^2 \sqrt{f_{yb} E} \left(1 - 0.1 \sqrt{\frac{r}{t}} \right) \left(0.5 + \sqrt{0.02 \frac{l_a}{t}} \right) \left(2.4 + \left(\frac{\varphi}{90} \right)^2 \right) \quad (7.21)$$

r : rayon intérieur de pliage ($r/t \leq 10$)

l_0 : largeur d'application de la force ou largeur réelle de l'appui (fig. 7.9(a))

l_a : longueur d'appui efficace à prendre en considération dans les calculs

– appui d'extrémité de la tôle avec $d \leq 1.5 h_w$: prendre $l_a = 10$ mm

– appui d'extrémité de la tôle avec $d > 1.5 h_w$ et appui intermédiaire:

l_a dépend de la différence d'efforts tranchants de part et d'autre de l'appui

$\beta_v \leq 0.2$: $l_a = l_0$

$\beta_v \geq 0.3$: $l_a = 10$ mm

$0.2 < \beta_v < 0.3$: interpolation linéaire

β_v : coefficient de prise en compte des efforts tranchants ($|V_{d1}| \geq |V_{d2}|$, fig. 7.9(b))

$$\beta_v = \frac{|V_{d1}| - |V_{d2}|}{|V_{d1}| + |V_{d2}|} \quad (7.22)$$

α_i : coefficient égal à: 0.075 pour appui d'extrémité avec $d \leq 1.5 h_w$

0.15 pour appui d'extrémité avec $d > 1.5 h_w$ et appui intermédiaire

d : distance entre la force transversale appliquée et le bord de l'appui ou distance entre le bord de l'appui et l'extrémité de la tôle (fig. 7.9(a))

h_w : hauteur de l'âme ($h_w / t \leq 200 \sin \varphi$)

φ : inclinaison de l'âme ($45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$)

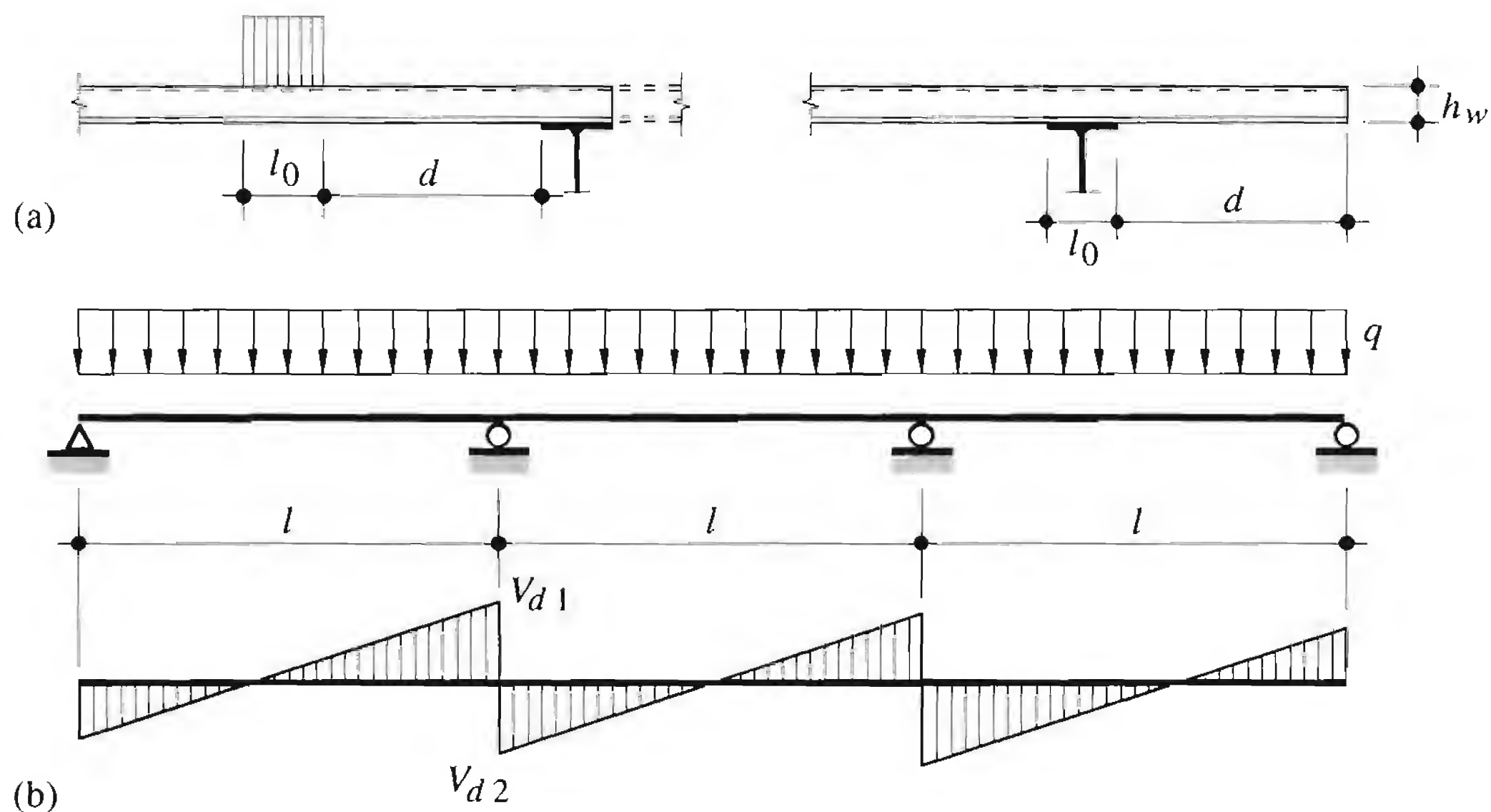


Fig. 7.9 Tôle profilée soumise à une force transversale ou à une réaction d'appui.

Si l'âme comporte un raidisseur longitudinal (fig. 7.8(b)), la résistance Q_{wR} donnée par l'expression (7.21) doit être multipliée par le facteur $\kappa_{a,s}$ suivant:

$$\kappa_{a,s} = 1.45 - 0.05 \frac{e_{max}}{t} \leq 0.95 + \frac{35\,000 t^2 e_{min}}{b_{dev}^2 s_c} \quad (7.23)$$

La condition suivante doit être satisfaite pour que (7.23) soit applicable:

$$2 < \frac{e_{max}}{t} < 12 \quad (7.24)$$

- e_{max} : excentricité maximale (fig. 7.7(b))
- e_{min} : excentricité minimale (fig. 7.7(b))
- b_{dev} : largeur développée de l'aile chargée
- s_c : distance entre l'aile chargée et le pli inférieur

7.2.4 Calcul des efforts intérieurs

Les tôles profilées sont des éléments de construction présentant les caractéristiques particulières suivantes:

- éléments plans comprimés sujets au voilement,
- capacité de rotation flexionnelle des sections limitée.

Ces deux particularités conduisent, selon les principes admis pour la vérification de la sécurité structurale, à appliquer une *méthode élastique* tant en ce qui concerne le calcul des efforts intérieurs que celui de la résistance en section. Toutefois, pour certaines tôles, l'utilisation de la *réserve plastique* demeure possible. Pour les tôles continues sur plusieurs travées, il est possible de tenir compte d'une certaine redistribution des moments de flexion sur appui en utilisant une *méthode plastique* basée sur la notion de résistance partielle à la flexion. Cette résistance partielle doit être déterminée par un essai de flexion normalisé (Eurocode 3, partie 1-3, annexe A) prouvant le comportement ductile de l'élément testé et la capacité de rotation de ses sections.

Calcul élastique

Le calcul élastique des efforts intérieurs M et V s'effectue en assimilant la tôle à une poutre de largeur unitaire (1m) d'inertie constante sur toute sa longueur, soumise à des charges uniformément réparties ou concentrées. Les systèmes statiques à la base de ce calcul sont donnés à la figure 7.10.

La résistance en section des tôles profilées est calculée sur la base d'une section efficace déterminée selon les indications du paragraphe 7.2.3. La résistance ultime à la flexion M_R est obtenue lorsque la contrainte maximale de compression, dans la section efficace, atteint la limite d'élasticité f_{yb} (7.3). Si l'aile tendue atteint cette limite avant l'aile comprimée, la résistance ultime à la flexion M_R peut être obtenue en utilisant la réserve plastique de l'aile tendue jusqu'à ce que la contrainte maximale de compression atteigne également f_{yb} . Il faut relever que la résistance en section sur appui est influencée par l'interaction entre le moment négatif et la force transversale (la réaction d'appui) qui doit être prise en compte, lors de la vérification de la sécurité structurale, selon les indications du paragraphe 7.2.5.

Calcul plastique

Principes

Le calcul d'une poutre de section compacte selon une méthode plastique-plastique (mécanisme) est basé sur l'hypothèse que des rotules plastiques peuvent se former dans certaines sections (TGC vol. 10,

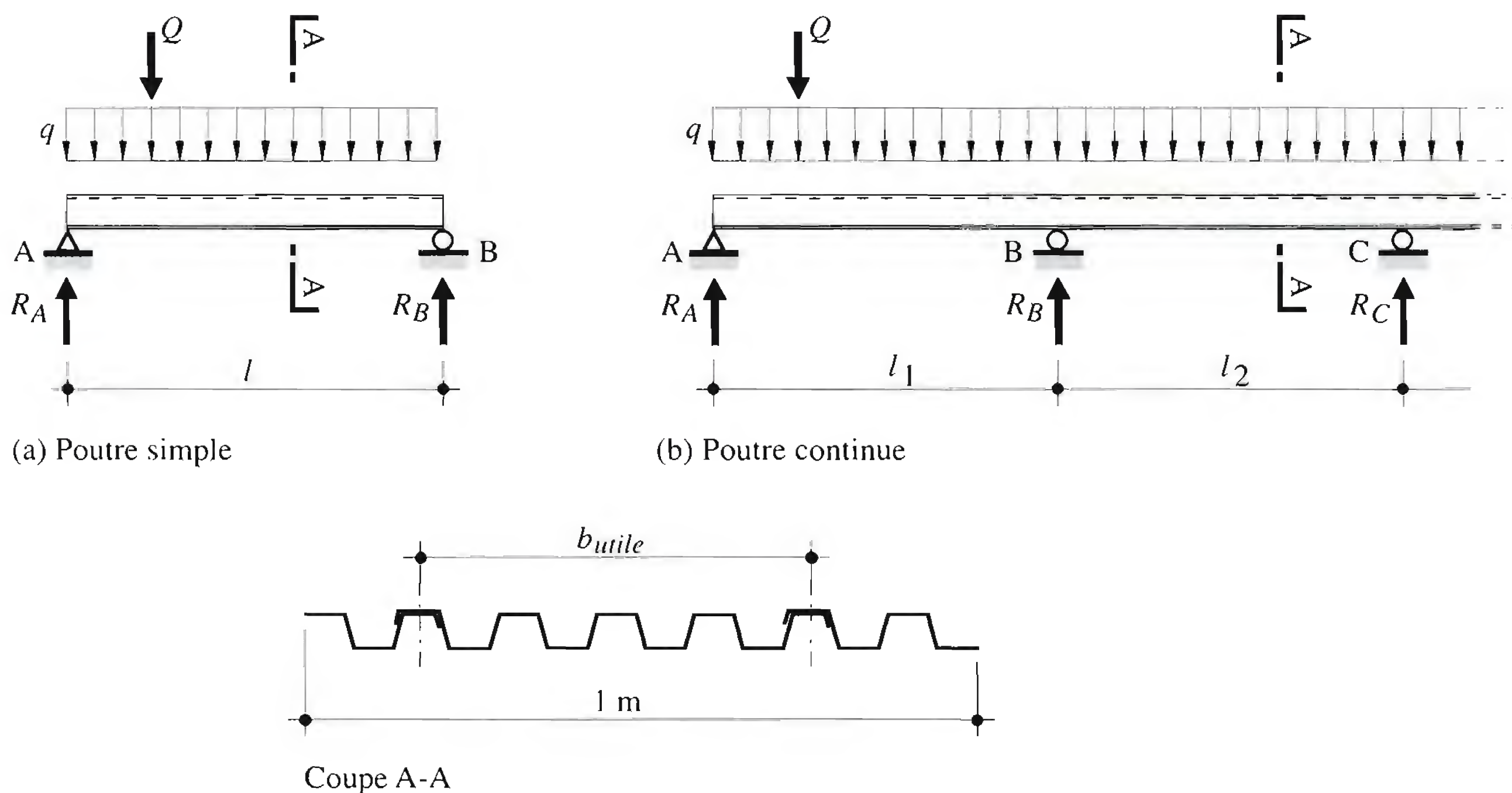


Fig. 7.10 Systèmes statiques des tôles profilées.

§ 2.6.2). La formation d'une première rotule sur l'appui intermédiaire engendre une redistribution des moments (des appuis vers les travées) due à la rotation de la section sur appui. Le mécanisme de ruine est atteint lorsque une deuxième rotule se forme dans la section en travée. Pour les éléments à paroi mince, comme les tôles profilées, cette méthode plastique peut être utilisée à condition que la capacité de rotation de la section sur appui soit suffisante. L'Eurocode 3, partie 1-3, autorise ce calcul plastique à condition que la capacité de rotation soit prouvée par des essais normalisés (par exemple l'essai «appui intermédiaire» dont la procédure est décrite dans l'annexe A de cet Eurocode).

Essais normalisés

Trois essais normalisés permettent de déterminer expérimentalement la résistance d'une tôle profilée:

- l'essai *poutre simple*, dont le résultat fournit la résistance au moment de flexion en travée (ou moment positif) et la rigidité flexionnelle efficace;
- l'essai *appui intermédiaire*, dont le résultat fournit la résistance au moment de flexion sur appui (ou moment négatif) avec l'effet d'une force transversale ainsi que l'interaction entre ce moment négatif et cette force transversale (la réaction d'appui);
- l'essai *appui d'extrémité*, dont le résultat fournit la résistance à l'effort tranchant au droit d'un appui d'extrémité.

Essai «appui intermédiaire»

Nous décrivons ici cet essai normalisé afin de faciliter la compréhension de la procédure de calcul selon la méthode plastique-plastique. Les deux autres essais normalisés sont décrits dans l'Eurocode 3, partie 1-3, annexe A.

La figure 7.11(a) présente le dispositif de l'essai. La portée de l'éprouvette s représente approximativement la longueur de la zone sur appui intermédiaire soumise à un moment négatif d'une tôle conti-

nue ($s \cong 0.3$ à $0.4 l$). Pour un type donné de tôle et une largeur d'appui l_0 , les essais doivent être réalisés sur plusieurs éprouvettes de différentes portées s de façon à représenter l'ensemble de son domaine d'application.

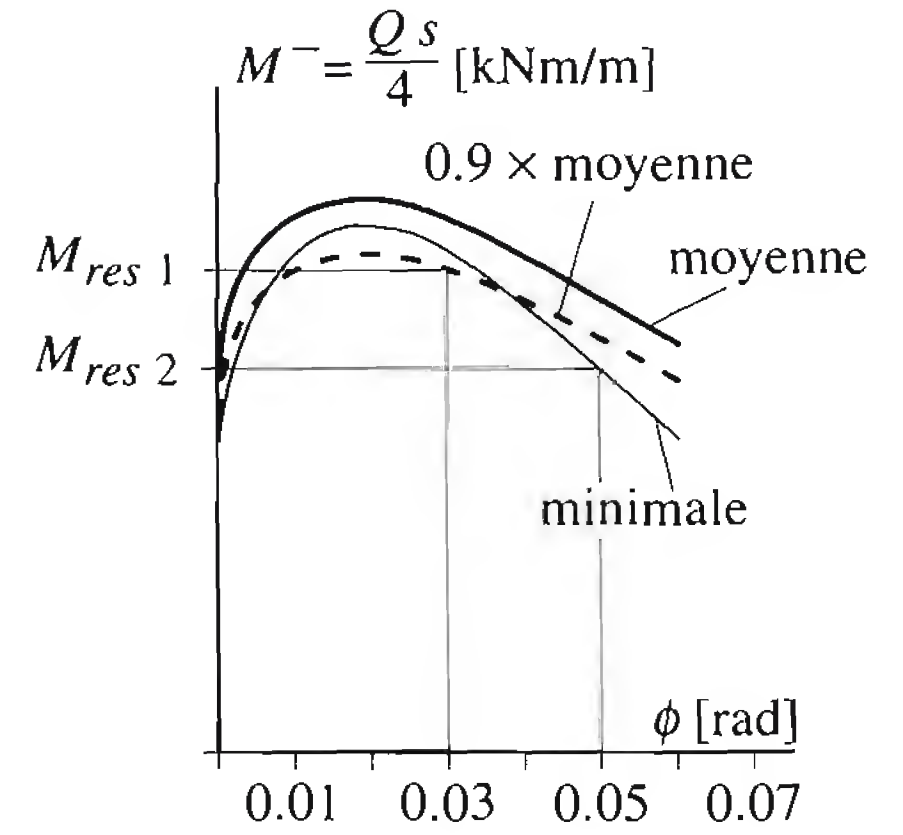
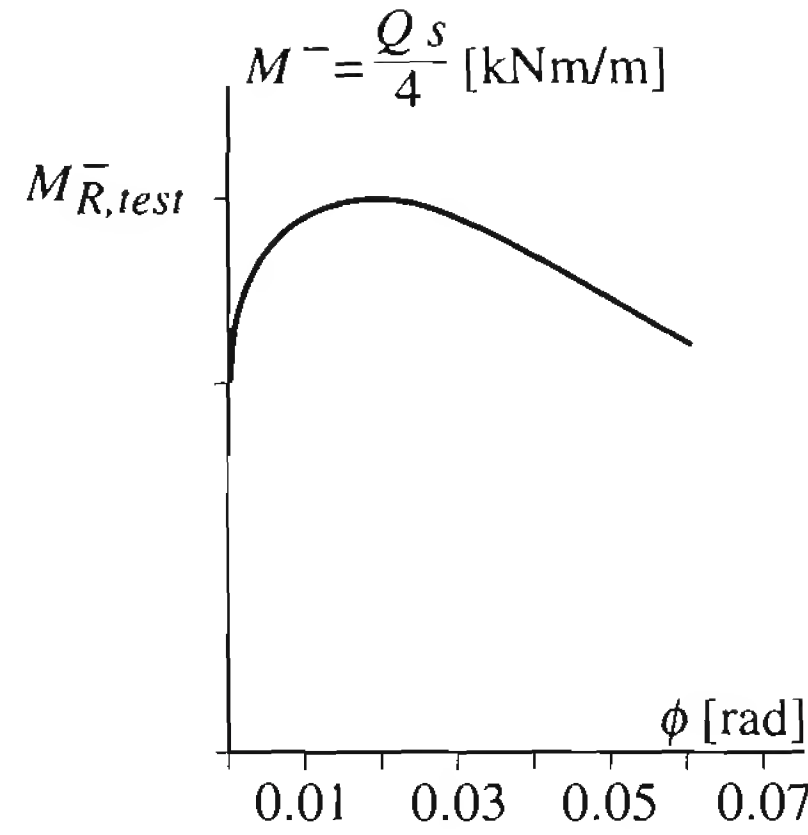
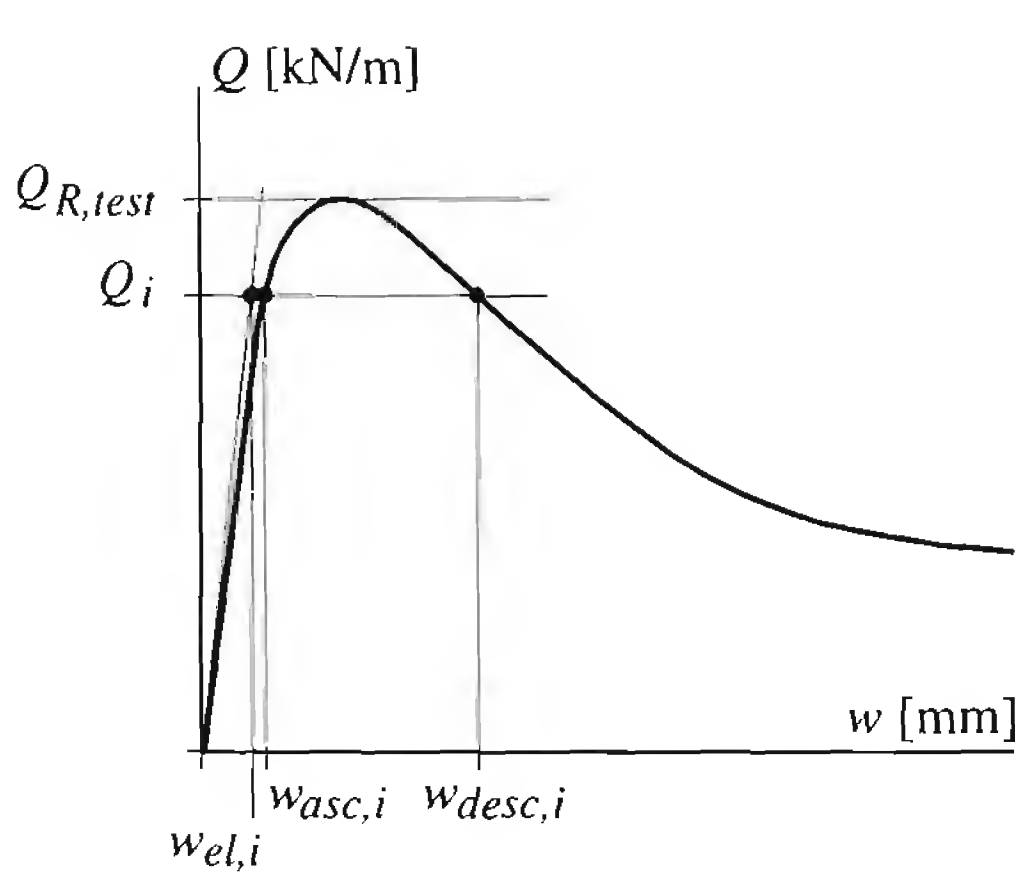
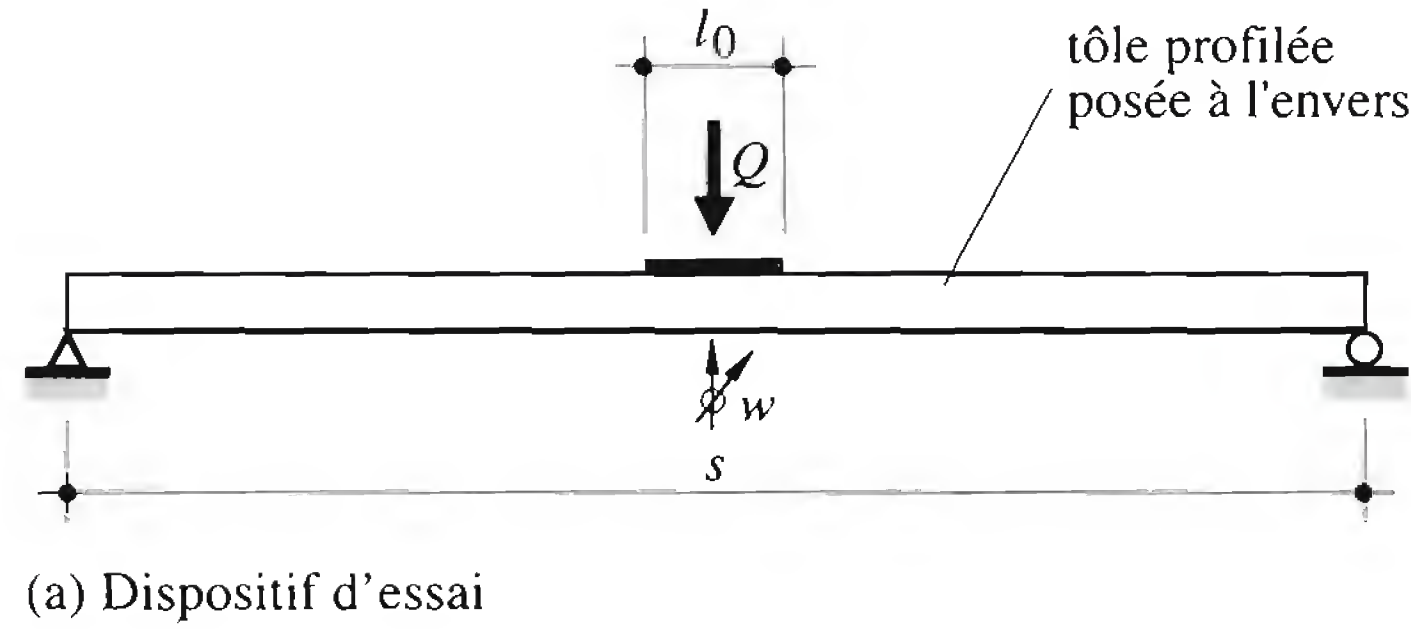


Fig. 7.11 Essai *appui intermédiaire* d'une tôle profilée et résultats.

Pour chaque essai de la série, on relève la courbe force-flèche (fig. 7.11(b)). A partir des courbes force-flèche, on détermine les courbes moment-rotation (fig. 7.11(c)), le moment et la rotation étant calculés à chaque niveau de charge aussi bien ascendante que descendante à l'aide des formules suivantes :

$$M_i^- = \frac{Q_i s}{4} \quad (7.25)$$

$$\phi_i = \frac{2(w_i - w_{el,i})}{0.5s} \quad (7.26)$$

- Q_i : force transversale appliquée
- s : portée de l'éprouvette
- w_i : flèches mesurées sous la force Q_i (ascendante et descendante)
- $w_{el,i}$: flèche élastique linéaire de la tôle (courbe ascendante) au niveau de la force appliquée Q_i

A partir de l'ensemble des courbes $M-\phi$, on détermine une courbe moyenne (valeur moyenne du moment pour une rotation donnée) qu'on réduit de 10% (0.9 fois la valeur moyenne du moment) ainsi que la courbe minimale (courbe enveloppe inférieure des moments) (fig. 7.11(d)).

L'ensemble des résultats d'essai fournit également une résistance maximale à la flexion $M_{Rmax, test}^-$ et une force transversale (ou réaction d'appui intermédiaire) maximale $Q_{Rmax, test}$ dont les valeurs numériques sont reportées dans un diagramme d'interaction expérimental (fig. 7.12). Ce diagramme est tracé comme suit:

- A la résistance maximale à la flexion négative $M_{Rmax, test}^-$ correspond une force transversale minimale $Q_{Rmin, test}$.
- A la force transversale maximale $Q_{Rmax, test}$ correspond une résistance minimale à la flexion négative $M_{Rmin, test}^-$.
- La résistance ultime à la flexion négative $M_{R, 0}^-$, supposée sans l'effet d'une réaction d'appui, est calculée, à partir des résultats d'essai, à l'aide de la formule:

$$M_{R, 0}^- = \alpha M_{Rmax, test}^- \quad (7.27)$$

- La force transversale ultime $Q_{R, 0}$, supposée sans l'effet d'un moment de flexion négatif, est calculée, à partir des résultats d'essai, à l'aide de la formule:

$$Q_{R, 0} = \beta Q_{Rmax, test} \quad (7.28)$$

Les valeurs α et β de (7.27) et (7.28) sont calculées de la façon suivante:

$$\alpha = \frac{M_{Rmax, test}^- Q_{Rmax, test} - M_{Rmin, test}^- Q_{Rmin, test}}{M_{Rmax, test}^- (Q_{Rmax, test} - Q_{Rmin, test})} \quad (7.29)$$

$$\beta = \frac{M_{Rmax, test}^- Q_{Rmax, test} - M_{Rmin, test}^- Q_{Rmin, test}}{Q_{Rmax, test} (M_{Rmax, test}^- - M_{Rmin, test}^-)} \quad (7.30)$$

Procédure de calcul

La procédure permettant de déterminer la résistance d'une tôle profilée continue après redistribution des moments comprend alors les six phases suivantes:

1. Détermination expérimentale des caractéristiques de la tôle à l'aide des trois essais normalisés (*poutre simple, appui intermédiaire, appui d'extrémité*).
2. Calcul de la valeur de dimensionnement du moment élastique maximal M_d^- sur le premier appui intermédiaire pour le système statique de la tôle profilée continue, la situation de risque considérée et la disposition des charges la plus défavorable. Si ce moment est supérieur à la valeur de dimensionnement de la résistance à la flexion négative $M_{Rmax, test}^- / \gamma_R$, une rotule plastique se forme sur appui intermédiaire. Si non, poursuite du calcul selon la méthode élastique.
3. Choix d'une rotation disponible ϕ_{disp} de la section, ce qui permet de trouver un **moment** appelé **résiduel** M_{res}^- caractéristique de la tôle testée par intersection avec la courbe expérimentale minimale $M-\phi$ (fig. 7.11(d)).

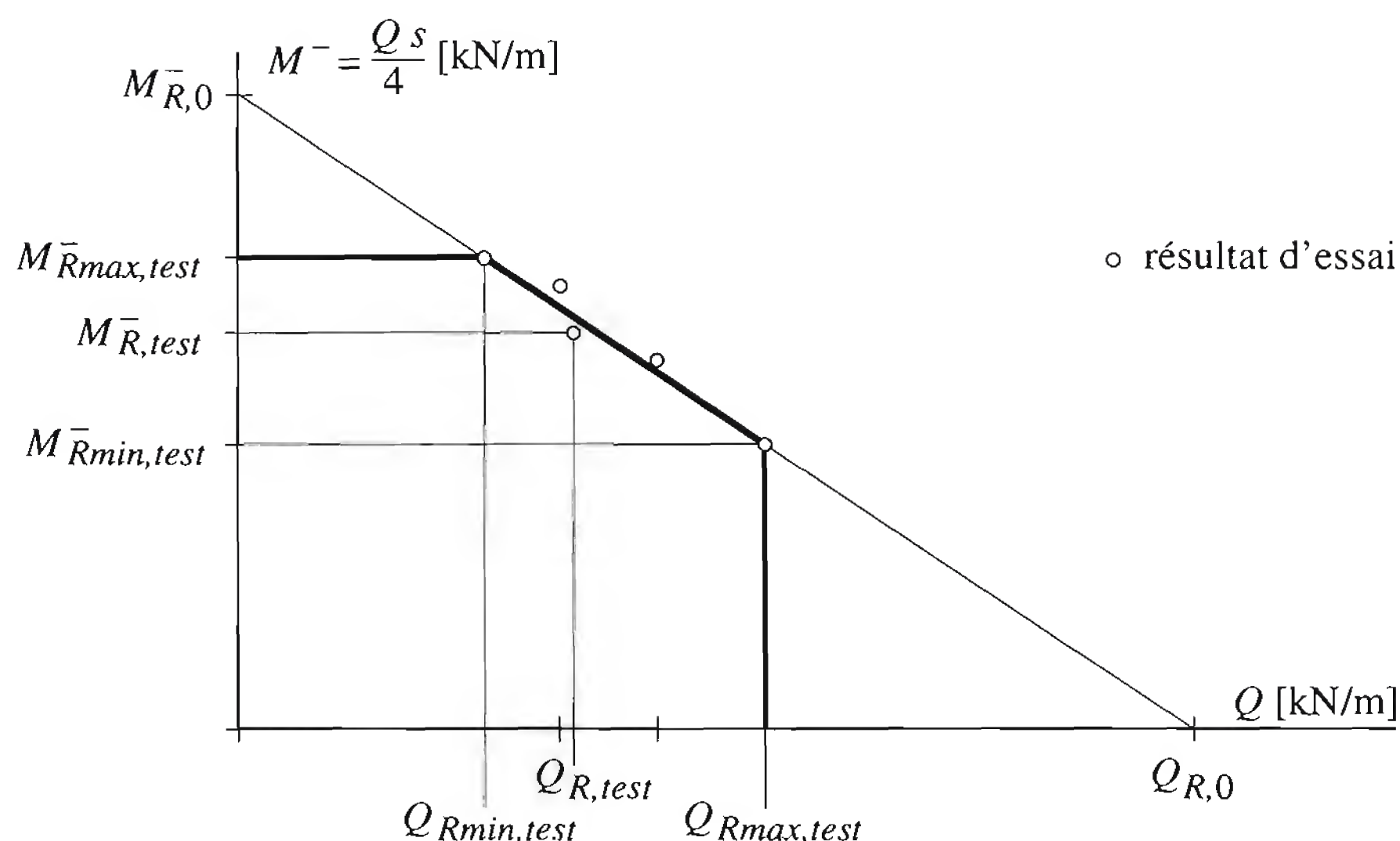


Fig. 7.12 Diagramme d'interaction entre le moment de flexion et la force transversale déterminé par essais.

4. Calcul de la rotation requise de la tôle sur le premier appui intermédiaire pour la situation considérée. En cas de tôle continue sur trois appuis, cette rotation vaut :

$$\phi_{req} = \frac{2l}{3 E I_{ef}} \left(\frac{ql^2}{8} - M_{res}^- \right) \quad (7.31)$$

- I_{ef} : moment d'inertie de la section efficace calculée avec les largeurs efficaces (§ 7.2.3) ou tiré de l'essai *poutre simple*
 q : charge uniformément répartie sur les deux travées
 M_{res}^- : résistance à la flexion sur appui correspondant à la rotation θ_{disp}

La rotation requise ne doit pas dépasser la rotation disponible :

$$\phi_{req} \leq \phi_{disp}$$

Si elle est dépassée, deux cas se présentent :

- la rotation disponible a été choisie au maximum de la courbe $M-\phi$ (fig. 7.11(d)); la vérification n'est pas satisfaite et un nouveau profil de tôle doit être choisi ;
 - il existe des rotations disponibles supérieures à la valeur choisie initialement ; on procède à un nouveau calcul (7.31) avec une valeur de M_{res}^- correspondant à une valeur supérieure de la rotation disponible ;
5. Calcul du moment maximal en travée dû à la charge q . En cas de tôle profilée continue sur trois appuis, ce moment vaut :

$$M_q^+ = \frac{(ql^2 - 2 M_{res}^-)^2}{8 ql^2} \quad (7.33)$$

6. Calcul de la réaction sur appui d'extrémité.

7.2.5 Vérification de la sécurité structurale

Méthode élastique-élastique réduit

Les vérifications à effectuer sont les suivantes, pour chaque situation de risque, en principe avec les résistances élastiques réduites (y compris réserve plastique éventuelle) déterminées par calcul (§ 7.2.3). Si on dispose de résultats d'essai, il est avantageux de procéder à un calcul selon la méthode plastique-plastique.

- Flexion (pour une largeur unitaire) $M_d^- \leq \frac{M_R^-}{\gamma_R}$ (7.34)

$$M_d^+ \leq \frac{M_R^+}{\gamma_R} \quad (7.35)$$

- Cisaillement (pour une âme) $V_d \leq \frac{V_{wR}}{\gamma_R}$ (7.36)

- Force transversale (pour une âme) $Q_d \leq \frac{Q_{wR}}{\gamma_R}$ (7.37)

M_R^- : résistance au moment de flexion négatif (largeur unitaire de tôle)

M_R^+ : résistance au moment de flexion positif (largeur unitaire de tôle)

V_{wR} : résistance au cisaillement d'une âme

Q_{wR} : résistance d'une âme à une force transversale

- Interaction flexion-cisaillement: les tôles profilées sujettes à l'action combinée d'un moment de flexion M_d et d'un effort tranchant V_d doivent satisfaire l'expression suivante:

$$\left(\frac{M_d}{M_R / \gamma_R} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{wR} / \gamma_R} \right)^2 \leq 1.0 \quad (7.38)$$

Les tôles profilées comportant des tôles de renfort sur appui ou sous les charges concentrées doivent également être vérifiées dans les sections situées à côté des renforts.

- Interaction flexion-force transversale: les tôles profilées sujettes à l'action combinée d'un moment de flexion M_d et d'une force transversale Q_d (force concentrée F_d ou réaction d'appui R_d) doivent être vérifiées en utilisant l'expression d'interaction suivante, ce qui correspond au diagramme de la figure 7.13:

$$\frac{M_d}{M_R / \gamma_R} + \frac{Q_d}{Q_{wR} / \gamma_R} \leq 1.25 \quad (7.39)$$

Méthode plastique-plastique

Les vérifications à effectuer sont les suivantes, pour chaque situation de risque:

- Résistance à la flexion sur appui intermédiaire: en calcul plastique-plastique, cette résistance est atteinte et il y a formation d'une rotule sur appui (phase 2 de la procédure de calcul). Il est inutile

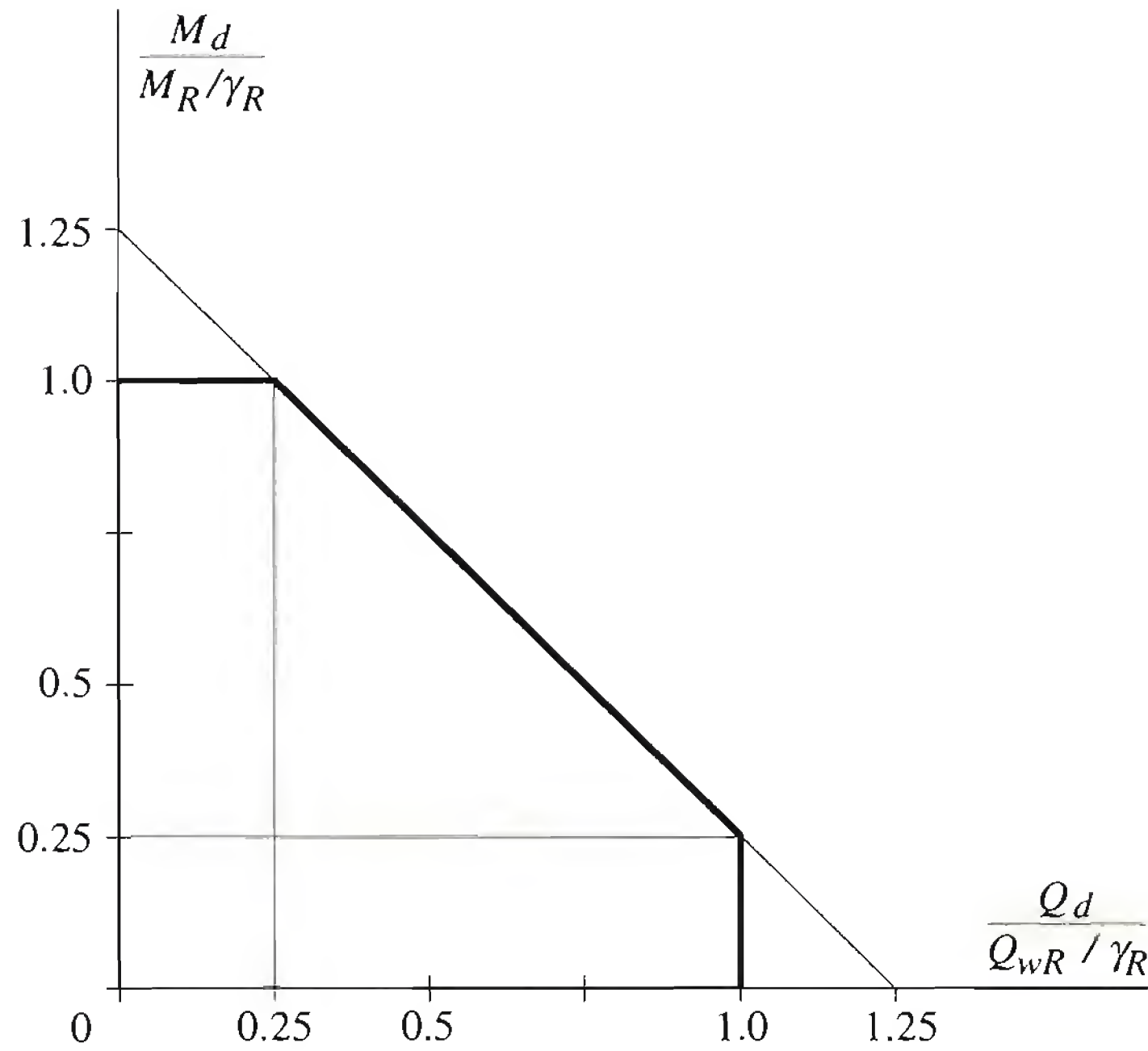


Fig. 7.13 Diagramme d'interaction entre moment de flexion et force transversale pour la vérification de la sécurité structurale (méthode EER).

de vérifier l'introduction de la réaction d'appui ainsi que l'interaction entre le moment de flexion et la réaction. Par contre, il faut procéder à ces vérifications à l'état de service (au stade élastique) pour éviter la formation d'une rotule plastique en service (§ 7.2.6).

- Rotation sur appui intermédiaire: cette vérification a été faite lors de la détermination de la résistance à la flexion sur appui intermédiaire (7.32);
- Résistance à la flexion en travée: la valeur de dimensionnement du moment maximal en travée doit être inférieure à la résistance ultime divisée par le facteur de résistance:

$$M_d^+ \leq \frac{M_{Rmax,test}^+}{\gamma_R} \quad (7.40)$$

$M_{Rmax,test}^+$: résistance ultime au moment de flexion positif déterminée par essai *poutre simple*

- Résistance à l'effort tranchant sur appui d'extrémité: la valeur de dimensionnement de l'effort tranchant doit être inférieure à la résistance ultime divisée par le facteur de résistance:

$$V_d \leq \frac{V_{Rmax,test}}{\gamma_R} \quad (7.41)$$

$V_{Rmax,test}$: résistance ultime à l'effort tranchant déterminée par essai *appui d'extrémité*

7.2.6 Vérification de l'aptitude au service

Flèches

La vérification de l'aptitude au service d'une tôle profilée consiste à contrôler que les flèches dues aux charges de service ne dépassent pas les flèches limites dont les valeurs indicatives sont données au tableau 7.14:

- sous l’effet d’une action variable de courte durée :

$$w_4 = w\left(q_{ser,court}\right) \leq w_{lim} \tag{7.42}$$

- sous l’effet du poids propre, des actions permanentes et d’une action variable :

$$w_{max} = w_1 + w\left(g_p + q_{fin} + q_{ser}\right) \leq w_{lim} \tag{7.43}$$

w_1 : contreflèche éventuelle donnée à la tôle par surélévation des étais (dalle mixte)

Tableau 7.14 Valeurs indicatives des flèches limites.

Elément	Action variable	$w_{lim} (w_4)$	$w_{lim} (w_{max})$
Tôle de façade	Vent	$l/150$	$l/150$
Tôle de toiture froide (pente min. 5%)	Neige	$l/200$	$l/150$
Tôle de toiture chaude (pente min. 2%)	Neige	$l/300$	$l/250$
Tôle de toiture-terrasse	Charge utile ou neige	$l/350$	$l/250$
Tôle de plancher : en général	Charge utile	$l/350$	$l/250$
avec cloisons fragiles	Charge utile	$l/500$ ou 15 mm	$l/500$ ou 15 mm

La flèche maximale d’une tôle profilée simple ou continue (travée de rive), soumise à une charge uniformément répartie q , est la suivante :

- tôle sur deux appuis

$$w = \frac{5 \ q \ l^4}{384 \ E I_{ef}} \tag{7.44}$$

- tôle sur trois appuis

$$w \cong \frac{2.1 \ q \ l^4}{384 \ E I_{ef}} \tag{7.45}$$

- tôle sur quatre appuis et plus

$$w \cong \frac{2.5 \ q \ l^4}{384 \ E I_{ef}} \tag{7.46}$$

Le moment d’inertie I_{ef} à introduire dans les formules (7.44) à (7.46) doit correspondre à la section efficace de la tôle soumise aux charges de service. Comme la rigidité $E I_{ef}$ varie le long de la poutre, on admet, pour simplifier le calcul des flèches, une valeur constante de l’inertie I_{ef} . Cette inertie est déterminée soit par calcul pour un niveau de contrainte correspondant au moment de flexion M_{ser} dans la travée de rive, soit par l’essai normalisé *poutre simple*.

Résistance

En cas de vérification de la sécurité structurale d’une tôle continue selon la méthode plastique-plastique, il faut s’assurer qu’aucune rotule ne se produit sur l’appui intermédiaire sous les charges de service. L’Eurocode 3, partie 1-3, préconise d’effectuer les vérifications avec les résistances caractéristiques multipliées par 0.9, ce qui correspond à un facteur partiel de résistance de $1 / 0.9 = 1.11$.

- Flexion sur appui $M_{ser}^- \leq 0.9 M_{Rmax, test}^-$ (7.47)
- Réaction d'appui $R_{ser} \leq 0.9 Q_{Rmax, test}$ (7.48)

$M_{Rmax, test}^-$: résistance maximale à la flexion négative déterminée par essai (fig. 7.12)

$Q_{Rmax, test}$: réaction d'appui maximale déterminée par essai (fig. 7.12)

- Interaction flexion-réaction d'appui:

$$\frac{M_{ser}}{M_{R,0}^-} + \frac{R_{ser}}{Q_{R,0}} \leq 0.9$$

$M_{R,0}^-$: résistance ultime à la flexion négative, supposée sans l'effet d'une réaction d'appui, calculée à partir des résultats d'essai (7.27)

$Q_{R,0}$: réaction d'appui ultime, supposée sans l'effet d'un moment de flexion négatif, calculée à partir des résultats d'essai (7.28)

7.3 Panneaux sandwichs

7.3.1 Composition et matériaux

Les éléments sandwichs (fig. 7.15) sont généralement composés de deux *faces métalliques* (ou feuilles), extérieure et intérieure, et d'un *noyau* (ou corps) réalisé avec un matériau possédant des propriétés adéquates de résistance, de rigidité et d'isolation. Ces composants doivent donc constituer un élément de construction capable de résister de façon monolitique aux charges et actions qui le sollicitent. De plus, les *attaches* permettant de fixer les panneaux sandwichs à la structure porteuse principale doivent être conçues et mises en place de manière à ne pas endommager le noyau afin que le panneau puisse transmettre ses réactions d'appui.

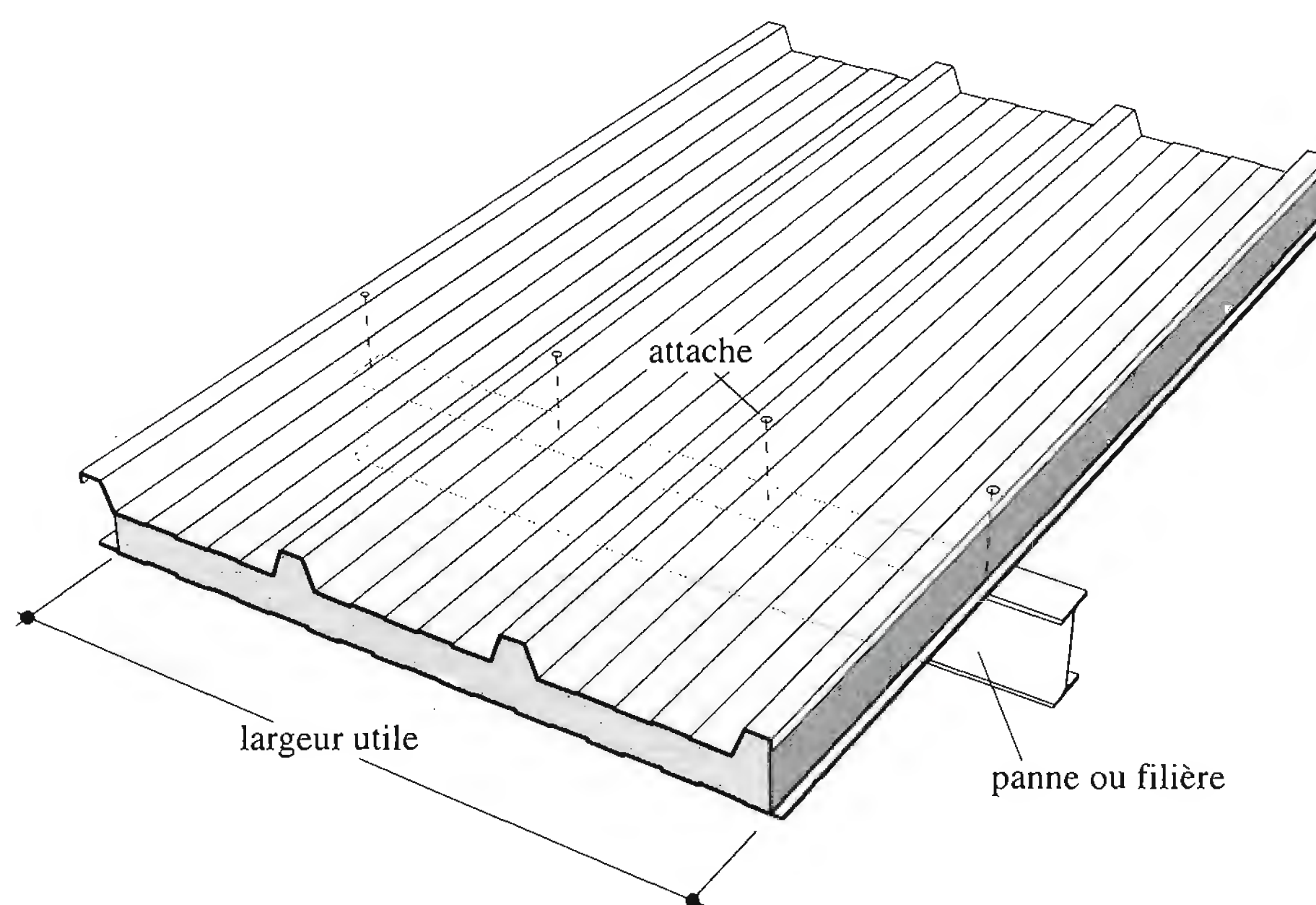


Fig. 7.15 Panneau sandwich de toiture (exemple).

Le comportement des panneaux sandwichs dont le noyau est formé d'une *mousse rigide* est celui d'un élément mixte. En revanche, le comportement des panneaux dont le noyau est composé de *laine organique* peut être assimilé à celui de simples tôles profilées, l'effet mixte provoqué par le noyau étant négligeable. Si on veut toutefois tenir compte d'un éventuel effet mixte, le comportement mécanique (résistance et rigidité) de ces panneaux doit être déterminé par des essais (par exemple selon les Recommandations européennes CECM N° 66 [7.3]).

Faces métalliques

Les faces en métal des panneaux sandwichs peuvent être plates, légèrement profilées ou fortement profilées. Les procédés utilisés pour le profilage de ces faces métalliques sont identiques à ceux présentés au paragraphe 7.2.1. Le rôle des faces est multiple :

- servir d'étanchéité au panneau isolant,
- présenter de très bonnes aptitudes d'assemblage,
- participer à la résistance d'ensemble du panneau composite.

L'acier et l'aluminium sont les deux matériaux employés pour former ces faces métalliques entourant le noyau isolant du panneau sandwich. Les classes d'acier et d'alliage d'aluminium sont données dans le tableau 7.2.

Quel que soit le matériau (acier ou aluminium), les épaisseurs usuelles des tôles constituant les faces du panneau sont comprises entre 0.5 mm et 1.0 mm. A cette épaisseur viennent s'ajouter, pour les tôles en acier, les couches de protection contre la corrosion, d'une épaisseur de 20 µm (zinc) à 200 µm (prélaquage).

Noyau

Le matériau du noyau (constituant l'isolant) doit être conforme aux exigences mécaniques et physiques fixées pour le panneau sandwich. En général, un matériau de faible densité est utilisé pour le noyau car il permet d'obtenir une grande capacité d'isolation thermique. La fabrication d'un panneau sandwich peut se faire selon l'un des deux procédés suivants :

- injection de mousse liquide mélangée à des composants chimiques entre les deux faces du panneau ; son durcissement après réaction permet sa liaison avec les deux faces métalliques du panneau ;
- utilisation de plaques d'isolant préfabriquées liées aux faces métalliques par rubans adhésifs.

L'épaisseur moyenne du noyau est comprise généralement entre 40 mm et 100 mm. Les tolérances [7.3] par rapport aux valeurs nominales sont comprises entre + 2% et - 4%.

Mousses rigides. Ces produits sont actuellement les isolants thermiques les plus performants. Les types les plus utilisés sont le polyuréthane (PUR), le polyisocyanurate (PIR), la résine phénolique (PF) et le polystyrène (PS). Le PIR possède une résistance au feu plus élevée que les autres produits. L'eau résiduelle, particulièrement acide, contenue dans la résine phénolique, peut engendrer la corrosion des faces en acier. Ces produits, utilisés pour la réalisation des noyaux isolants rigides des panneaux sandwichs, ainsi que leurs propriétés, sont résumés dans le tableau 7.16 (indice *n* pour noyau).

Matière organique. Ces produits sont utilisés en cas d'exigences sévères de résistance au feu. Ils ne sont disponibles que sous forme de plaque. La direction des fibres composant ces matelas peut être aussi

Tableau 7.16 Matériaux et propriétés du noyau à 20 °C.

Propriétés	Notation	Unité	Polystyrène (PS)		Résine phénolique (RF)	Polyuréthane (PUR) Polyisocyanurate (PIR)
			particulaire	extrudé		
Densité	ρ_n	kg/m ³	20-50	25-55	35-60	35-55
Résistance à la traction	f_{tn}	N/mm ²	0.15-0.6	0.2-0.6	0.2-0.3	0.1-0.5
Résistance au cisaillement	f_{vn}	N/mm ²	0.1 à 0.4	0.2 à 1	0.1 à 0.3	0.1 à 0.3
Résistance à la compression	f_{cun}	N/mm ²	0.1 à 0.6	0.2 à 0.8	0.2 à 0.6	0.1 à 0.3
Module d'élasticité	E_n	N/mm ²	4 à 20	16	—	2.5 à 8
Module de glissement	G_n	N/mm ²	2 à 8	14	—	2 à 4
Conductivité thermique	k_n	W/(m°K)	0.032 à 0.04	0.025 à 0.035	0.02 à 0.035	0.02 à 0.03
Température critique	$T_{cr,n}$	°C	75 à 85	75 à 90	120	90/110 à 120

REMARQUE: pour les valeurs dépendant de la température et du temps, se référer aux données des fabricants.

bien parallèle que perpendiculaire aux faces du panneau, ce qui peut engendrer une anisotropie de rigidité du panneau. Ces matelas sont liés aux faces métalliques par des bandes adhésives capables de transmettre l'effort de cisaillement. Parmi les différents produits organiques disponibles sur le marché, les plus utilisés sont la laine de pierre et la laine de fibres de verre. La densité élevée de la laine de verre confère au matelas une faible isolation thermique et une durabilité limitée.

7.3.2 Actions et situations de risque

Les actions et situations de risque à considérer lors de la vérification de la sécurité structurale des panneaux sandwichs sont les mêmes que celles prises en compte pour les tôles profilées (§ 7.2.2). Les actions supplémentaires à considérer sont:

- la température (variation, gradient),
- le comportement dans le temps du matériau du noyau (variation de l'humidité, fluage, vieillissement).

Le gradient de température résultant d'une différence entre la température intérieure et extérieure peut être choisi selon les normes nationales. En l'absence de toute information, il est possible d'utiliser les valeurs suivantes:

- température intérieure: $+20^{\circ}\text{C} < T_{int} < +25^{\circ}\text{C}$;
- température extérieure:
 - hiver : $T_{ext,min} = -20^{\circ}\text{C}$
 - été : $T_{ext,max} = +55^{\circ}\text{C}$ à $+80^{\circ}\text{C}$ (selon la couleur extérieure du panneau).

Les matériaux constituant le noyau, et particulièrement les mousses rigides, voient leur déformations sous charge constante augmenter avec le temps (fluage). Cet effet rhéologique peut être assimilé, sous charge de longue durée, à une réduction du module de glissement du noyau. On admet en général [7.3] les durées suivantes d'application des charges :

- neige: 2 000 heures (env. 80 jours);
- actions permanentes (poids propre): 100 000 heures (> 10 ans).

En l'absence de résultats d'essai, la valeur réduite de G_n est déterminée avec l'équation suivante :

$$G_{n,\varphi} = \frac{G_n}{1 + \varphi_t} \quad (7.50)$$

G_n : module de glissement du noyau (tab. 7.16)

φ_t : coefficient de fluage

- | | |
|--------------------------------------|---|
| – mousses rigides (PS, RF, PUR, PIR) | $\varphi_t = 2.4$ pour $t = 2\,000$ h |
| | $\varphi_t = 7.0$ pour $t = 100\,000$ h |
| – laine minérale | $\varphi_t = 1.0$ pour $t = 2\,000$ h |
| | $\varphi_t = 2.0$ pour $t = 100\,000$ h |

7.3.3 Résistance en section

Les méthodes présentées sont basées sur les Recommandations européennes CECM N° 66 [7.3]. Elles sont valables pour des éléments sandwichs composés de deux faces métalliques entourant un noyau en mousse rigide. Les hypothèses adoptées sont les suivantes :

- Comportement élastique linéaire des matériaux du noyau et des faces du panneau (calcul élastique de la résistance).
- Résistance à l'effort normal du noyau négligée (module d'élasticité très faible par rapport à celui des faces métalliques).
- Sections planes restent planes après déformation: applicable seulement aux éléments constitutifs du panneau pris séparément et non à la section mixte.

Dès lors, la résistance ultime d'un élément sandwich est, de manière générale, la somme de trois composantes (fig. 7.17):

- Résistance ultime à la *flexion*: deux composantes M_f correspondant aux résistances propres des faces métalliques et une composante due à l'effet mixte M_s résultant du couple des forces normales N_f de bras de levier a . La résistance propre à la flexion du noyau M_n est négligée.

$$M_R = M_{f1} + M_{f2} + M_s \quad (7.51)$$

M_{fi} : résistances à la flexion des faces métalliques ($i = 1, 2$)

M_s : résistance à la flexion due à l'effet mixte ($M_s = N_f a$)

a : bras de levier des forces N_f

- Résistance ultime au *cisaillement*: deux composantes V_f correspondant à la résistance des faces métalliques et une composante V_n correspondant à la résistance du noyau.

$$V_R = V_{f1} + V_{f2} + V_n \quad (7.52)$$

V_{f1}, V_{f2} : résistance au cisaillement de la face métallique

V_n : résistance au cisaillement du noyau

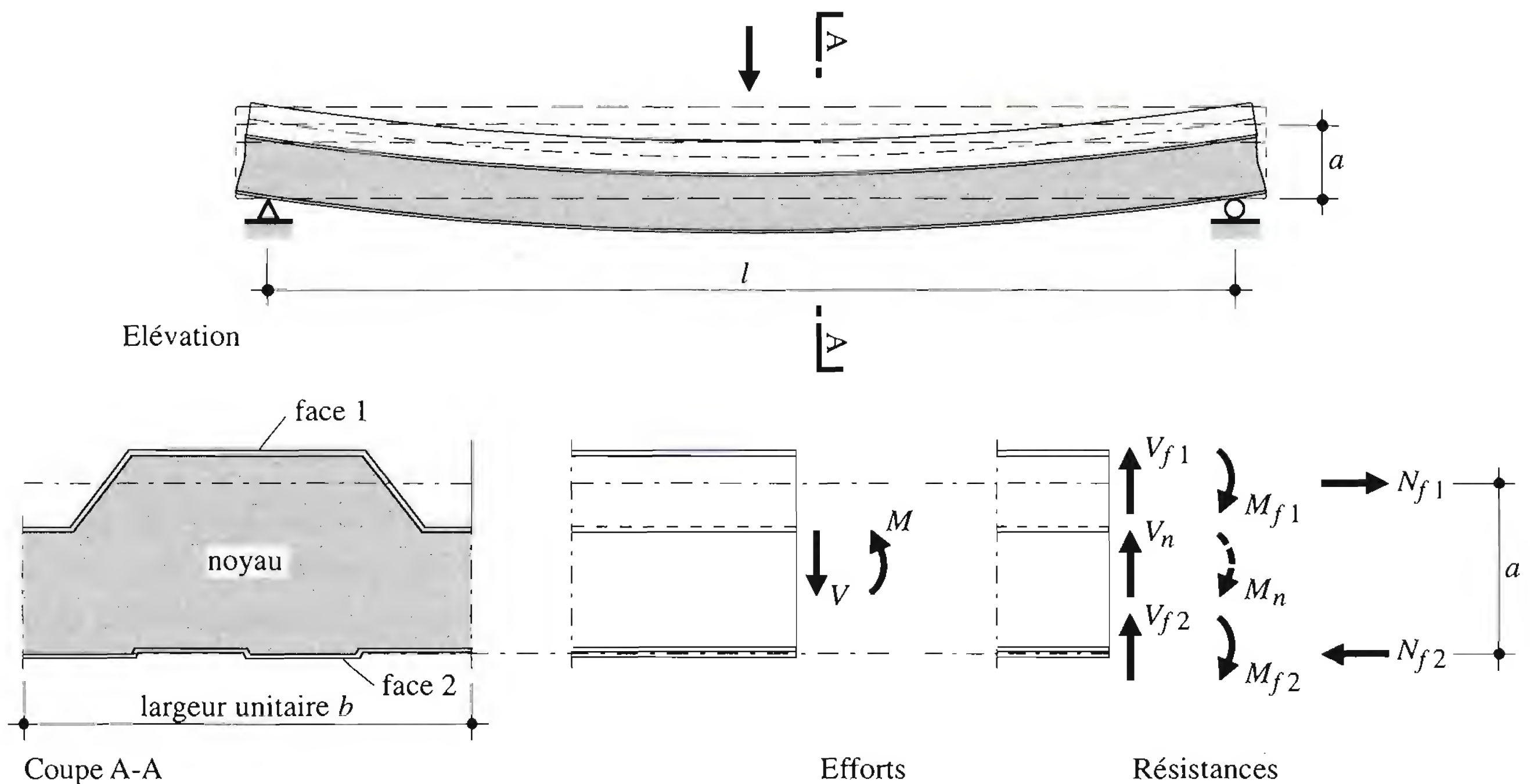


Fig. 7.17 Composantes de la résistance en section d'un panneau sandwich.

Les faces métalliques d'un élément sandwich étant composées de tôles profilées plates ou profilées dont les plans constitutifs sont minces, le plissement et le voilement local (fig. 7.18) des tôles peuvent se produire dans les zones de compression et de cisaillement. Toutefois, la présence du noyau rigide donne lieu à un effet bénéfique sur la résistance au voilement des faces métalliques dont on peut tenir compte.

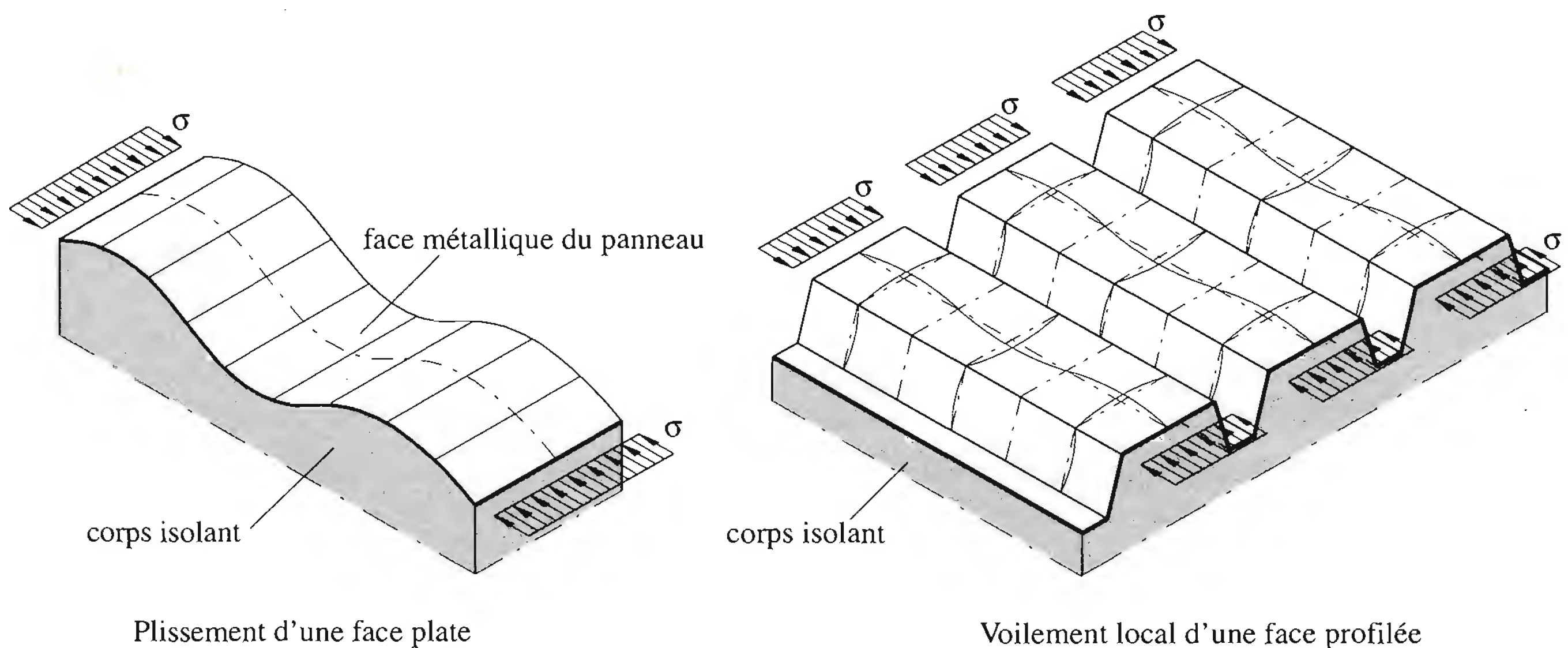


Fig. 7.18 Plissement et voilement local d'une face métallique.

Résistance ultime à la flexion

Panneaux sandwichs avec faces métalliques plates (fig. 7.19(a)). Les résistances flexionnelles propres M_f des faces métalliques sont très faibles par rapport à la résistance due à l'effet mixte et peuvent de ce fait être négligées. La totalité de la résistance à la flexion M_R est donc donnée par le couple des forces normales N_f agissant dans les faces métalliques :

$$M_R = M_s = N_f a \quad (7.53)$$

N_f : résistance ultime à un effort normal d'une face (plus petite des deux valeurs)

$$N_f = \sigma_{lim} A_f = \min(N_{f1}; N_{f2})$$

– face en compression $N_{f1} = \sigma_{lim} A_{f1}$

– face en traction $N_{f2} = \sigma_{lim} A_{f2}$

a : bras de levier entre les axes de gravité des faces

A_f : aire de la section d'une face métallique par unité de largeur $b = 1000$ mm

σ_{lim} : contrainte limite

– en traction, la contrainte limite σ_{lim} est égale à la limite d'élasticité de base f_{yb} du matériau de la face

– en compression, la contrainte limite σ_{lim} d'une face appuyée élastiquement d'un seul côté est égale à la contrainte critique de plissement σ_{cr} [7.3]:

$$\sigma_{lim} = \sigma_{cr} = k_1 \sqrt[3]{E_n G_n E_f} \leq f_{yb} \quad (7.54)$$

k_1 : coefficient dépendant des imperfections, de l'état du noyau et des faces et de la liaison, déterminé expérimentalement (par ex. $k_1 = 0.65$ pour noyau en polyuréthane)

E_n : module d'élasticité du noyau rigide (4 à 20 N/mm², tab. 7.16)

G_n : module de glissement du noyau rigide (2 à 8 N/mm², tab. 7.16)

E_f : module d'élasticité de la face métallique considérée (acier: 210 000 N/mm²)

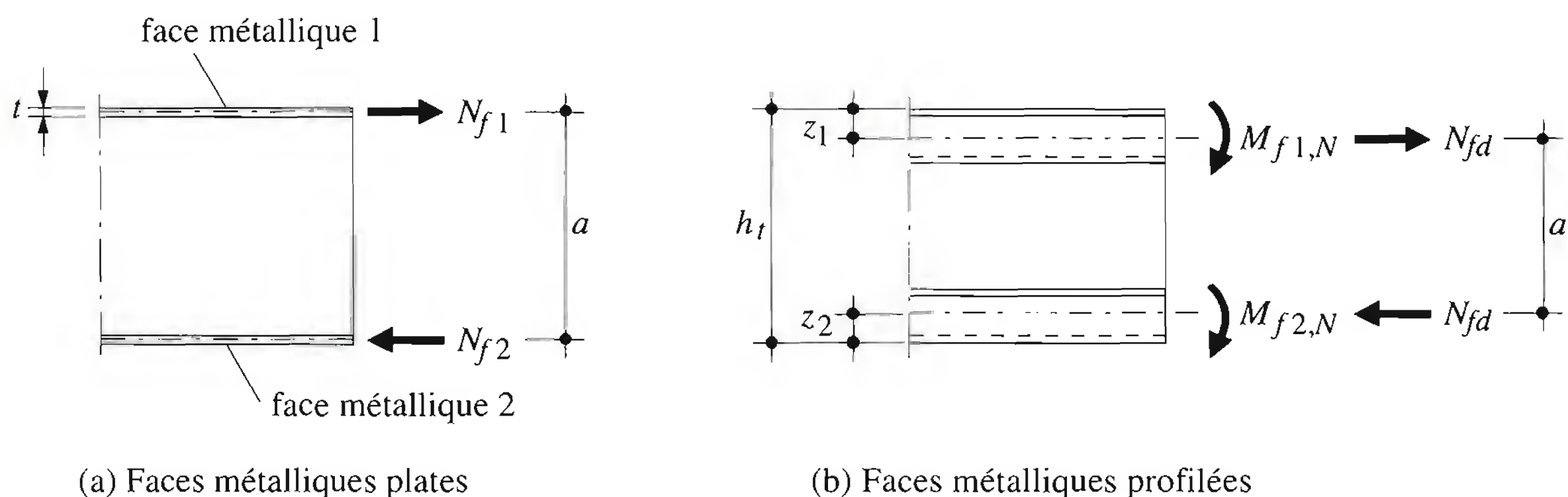


Fig. 7.19 Résistance ultime à la flexion d'un panneau avec faces métalliques plates ou profilées.

Panneaux sandwichs avec faces métalliques légèrement profilées (profondeur des plis ≤ 3 mm). Etant donné le léger profil de la tôle, la longueur d'onde du plissement est augmentée. La contrainte critique de plissement vaut dans ce cas:

$$\sigma_{lim} = \sigma_{cr} = \frac{k_2}{A_f} \sqrt[3]{E_n G_n E_f I_f} \leq f_{yb} \quad (7.55)$$

- k_2 : coefficient dépendant des imperfections, de l'état de la surface du noyau et des faces et de la liaison, déterminé expérimentalement (par ex. $k_2 = 0.95$ pour noyau en polyuréthane)
 I_f : moment d'inertie de la section de la face métallique par unité de largeur

L'équation (7.55) est valable pour autant que la rigidité $\sqrt{E_n G_n}$ du noyau soit supérieure à 3 N/mm²; les contraintes limites ainsi obtenues sont des valeurs approximatives conservatrices. Pour obtenir des valeurs plus précises, il faut procéder à des essais conformément aux Recommandations européennes CECM N° 66 [7.3].

Panneaux sandwichs avec faces métalliques fortement profilées (fig. 7.19(b)). Les composantes M_f de la résistance à la flexion des faces peuvent être importantes. La résistance ultime à la flexion du panneau M_R se compose donc des deux composantes M_{f1} et M_{f2} et de la composante due à l'effet mixte M_s . La contribution de chacune des composantes à la résistance globale dépend:

- des rigidités relatives des éléments composant la section droite du panneau,
- de la portée,
- du type de charges (uniformément réparties, ponctuelles),
- de la température.

En principe, cette répartition varie le long de l'élément considéré. Comme elle est fonction des charges appliquées, elle sera donnée au paragraphe 7.3.4.

La résistance à la flexion de chaque face métallique est réduite par rapport aux valeurs définies au paragraphe 7.2.3 à cause de l'effort normal N_{fd} qui la sollicite:

$$M_{f,N} = 1.25 M_f \left(1 - \frac{N_{fd}}{N_f} \right) \leq M_f \quad (7.56)$$

- $M_{f,N}$: résistance à la flexion de la face métallique réduite par l'effort normal N_{fd}
 M_f : résistance à la flexion de la section efficace de la face métallique (§ 7.2.3)
 N_{fd} : effort normal (valeur de dimensionnement) sollicitant chaque face, dû à l'effet mixte ($N_{fd} = M_{ds} / a$)
 M_{ds} : valeur de dimensionnement du moment de flexion (part due à l'effet mixte, § 7.3.4)
 a : bras de levier des efforts normaux (axes de gravité des faces, $a = h_t - z_1 - z_2$)
 h_t : épaisseur totale du panneau
 z_1 : position de l'axe de la section réduite de la tôle comprimée par rapport à sa fibre supérieure
 z_2 : position de l'axe de la section non réduite de la tôle tendue par rapport à sa fibre inférieure
 N_f : résistance ultime à un effort normal d'une face ((7.57) ou (7.58))

La résistance à la flexion due à l'effet mixte M_s est donnée par (7.53), dans laquelle N_f est la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$\text{en compression} \quad N_{f1} = f_{yb} A_{f1,ef} \quad (7.57)$$

$$\text{en traction} \quad N_{f2} = f_{yb} A_{f2} \quad (7.58)$$

L'aire de la section efficace $A_{f1,ef}$ est calculée selon le paragraphe 7.2.3. Pour tenir compte du fait que la tôle est appuyée élastiquement sur le noyau, le coefficient de voilement k est donné par l'expression suivante [7.3]:

$$k = \sqrt{16 + 7 R + 0.002 R^2} \quad (0 \leq R \leq 200) \quad (7.59)$$

dans laquelle le coefficient R vaut:

$$R = 0.35 \left(\frac{b}{t} \right)^3 \frac{\sqrt{E_n G_n}}{E_f} \quad \left(\frac{b}{t} \leq 250 \right) \quad (7.60)$$

- b : largeur plane de l'aile comprimée de la face métallique profilée comprimée
 t : épaisseur de la face métallique comprimée

Résistance ultime au cisaillement

La résistance au cisaillement de la tôle profilée est définie au paragraphe 7.2.3. Pour le calcul de la résistance au cisaillement du noyau, on admet que les contraintes de cisaillement sont uniformément réparties sur l'épaisseur du noyau. Les sections déterminantes sont situées à mi-épaisseur du noyau, où la densité est généralement minimale, et à la liaison entre le noyau et les faces métalliques. La contrainte limite de cisaillement, déterminée expérimentalement [7.3], est définie pour un glissement égal à 10%.

Résistance à une force transversale

La résistance ultime à une force transversale, en général une réaction d'appui, est formulée différemment selon les types de faces métalliques composant le panneau sandwich.

Panneaux avec faces métalliques plates et légèrement profilées. La diffusion de la réaction d'appui à travers le noyau en mousse rigide s'effectue selon une pente de 2:1 jusqu'à une section de référence située à mi-épaisseur du noyau (fig. 7.20). La contrainte limite de compression f_{cun} du matériau du noyau est définie pour une déformation spécifique de 10%.

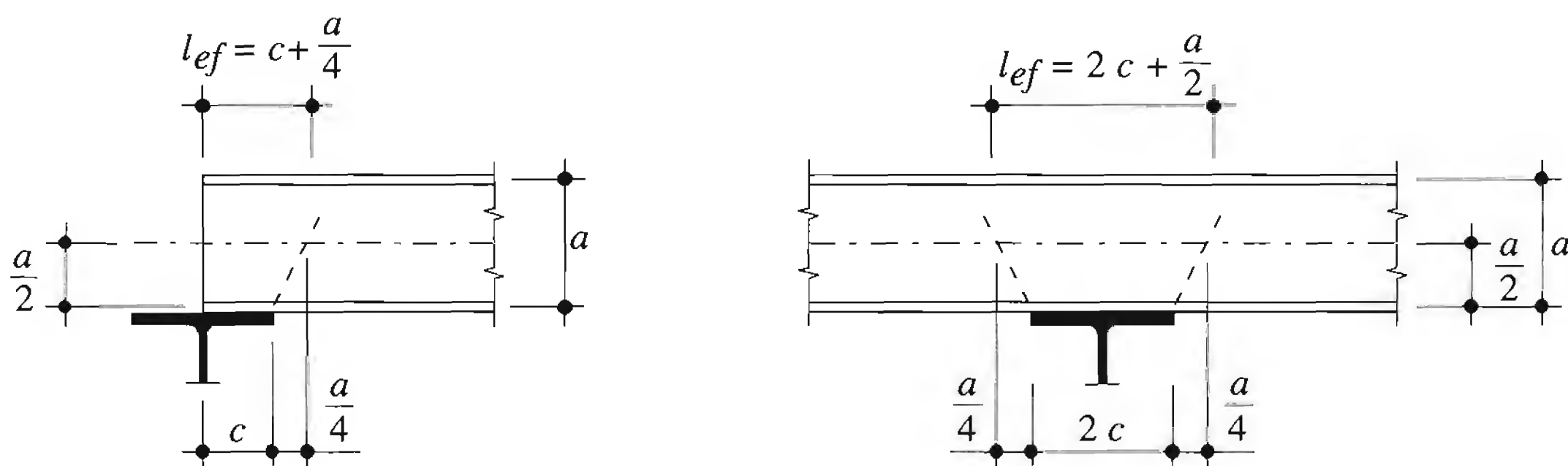


Fig. 7.20 Diffusion de la réaction d'appui à travers le noyau.

Panneaux avec faces métalliques fortement profilées. La contribution du noyau pouvant être négligée, seule la tôle en contact direct avec l'appui participe à la résistance. Dans ce cas l'expression définie pour les tôles profilées (7.21) donnée au paragraphe 7.2.3 est applicable.

7.3.4 Détermination des efforts intérieurs et des déplacements

La détermination des efforts intérieurs et des déplacements doit tenir compte du comportement mixte des panneaux sandwichs. La faible rigidité au cisaillement du noyau fait que sa déformabilité ne peut plus être négligée dans les calculs, ce qui rend ces derniers relativement compliqués. En effet, le glissement entre les faces et le noyau doit être pris en compte car l'hypothèse de Bernoulli (sections planes restent planes après déformation) ne peut plus être appliquée à la section complète du panneau, mais uniquement à ses trois composantes.

Dans la pratique, on utilise une méthode simplifiée consistant à diviser aussi bien les efforts intérieurs que les déplacements en deux composantes, l'une se rapportant aux faces métalliques et l'autre à l'effet mixte. On admet comme module de glissement du noyau une valeur constante correspondant à la valeur moyenne à température ambiante, déterminée expérimentalement sur le panneau complet; cette hypothèse simplifie la prise en compte de la redistribution des moments due au glissement interne. Dans les formules suivantes, les valeurs sont calculées en principe pour une largeur unitaire du panneau sandwich ($b = 1$ m).

Panneaux sandwichs avec faces métalliques plates et légèrement profilées. La rigidité flexionnelle propre des faces métalliques peut être négligée en regard de celle de l'effet mixte. La totalité du moment de flexion M_d est reprise par le couple des forces normales agissant dans les faces métalliques du panneau. L'effort tranchant V_d est entièrement repris par le noyau.

Panneau sur deux appuis simples (portée l) avec charge uniformément répartie q_d

$$\text{Moment maximal sollicitant le panneau:} \quad M_{ds} = \frac{q_d l^2}{8} \quad (7.61)$$

$$\text{Effort tranchant sur appui:} \quad V_{dn} = \frac{q_d l}{2} \quad (7.62)$$

Pour les déplacements, il est nécessaire de tenir compte du noyau. La flèche maximale à mi-travée, sous une charge uniformément répartie q_{ser} , est donnée par:

$$w_{q_{ser}} = \frac{5 q_{ser} l^4}{384 B_s} \left(1 + \frac{16}{5} k\right) \quad (7.63)$$

avec

$$B_s = \frac{E_{f1} A_{f1} E_{f2} A_{f2}}{E_{f1} A_{f1} + E_{f2} A_{f2}} \frac{a^2}{b} \quad (7.64)$$

$$k = \frac{3 B_s}{G_n A_n l^2} \quad (7.65)$$

- A_{fi} : aire de la section de la face métallique considérée ($i = 1, 2$) par unité de largeur b
 E_{fi} : module d'élasticité de la face métallique considérée ($i = 1, 2$)
 A_n : aire de la section du noyau par unité de largeur ($A_n = a$)
 a : bras de levier des axes de gravité des faces
 b : largeur unitaire ($b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$)

Panneau sur deux appuis simples avec une différence de température entre les deux faces

Une dilatation différente entre les deux faces métalliques du panneau n'engendre pas d'efforts intérieurs ($M_d = 0$; $V_d = 0$). Sous l'effet d'une différence de température ($\Delta T = T_2 - T_1$), la flèche maximale à mi-travée vaut:

$$w_{\Delta T} = \frac{\vartheta l^2}{8} \quad (7.66)$$

$$\vartheta = \frac{\alpha_2 T_2 - \alpha_1 T_1}{a} \quad (7.67)$$

- ϑ : courbure
 α_i : coefficient de dilatation thermique de la face i ($i = 1, 2$)
 T_i : température de la face i ($i = 1, 2$)

Panneau continu sur deux travées égales soumis à une charge uniformément répartie q_d

La rigidité au glissement du noyau des panneaux sandwichs permet la redistribution des moments sur appui dont l'intensité dépend directement de la rigidité de la liaison. Une analyse élastique donne les valeurs suivantes des efforts intérieurs et de la flèche.

Moment sur appui:
$$M_{ds}^- = -\frac{q_d l^2}{8} \frac{1}{1+k} \quad (7.68)$$

Effort tranchant sur appui:
$$V_{dn} = \pm \frac{q_d l}{2} \left(1 + \frac{1}{4(1+k)} \right) \quad (7.69)$$

Flèche maximale en travée:
$$w_q \cong \frac{q_{ser} l^4}{48 B_s} \frac{1}{1+k} (0.26 + 2.6k + 2k^2) \quad (7.70)$$

Panneau continu sur deux travées égales avec une différence de température entre les deux faces

Moment sur appui:
$$M_{ds}^- = -\frac{3 B_s \vartheta}{2} \frac{1}{1+k} \quad (7.71)$$

Effort tranchant sur appui:
$$V_{dn} = \pm \frac{3 B_s \vartheta}{2 L} \frac{1}{1+k} \quad (7.72)$$

Flèche maximale en travée:
$$w_{\Delta T} \cong \frac{\vartheta l^2}{32} \frac{1.09 + 3.96 k}{1+k} \quad (7.73)$$

Les réactions d'appui R_{ds} peuvent être facilement déterminées par équilibre du système statique.

Panneaux sandwichs avec faces métalliques fortement profilées. La rigidité flexionnelle des faces métalliques contribue à l'effet mixte et les panneaux sont statiquement indéterminés intérieurement. De

ce fait, le calcul des efforts intérieurs est complexe et fait généralement appel à des méthodes d'analyse numériques. Cependant, pour quelques cas élémentaires, des solutions simplifiées existent et sont présentées ci-dessous.

Panneau sur deux appuis simples (portée l) soumis à une charge uniformément répartie q_d

On admet que la charge q_d se divise en une composante q_f reprise par les faces métalliques et une composante q_s reprise par l'effet mixte :

$$q_f = \beta_q q_d \quad (7.74)$$

$$q_s = (1 - \beta_q) q_d \quad (7.75)$$

avec

$$\beta_q = \frac{B_f}{B_f + \frac{B_s}{1 + k_q}} \quad (7.76)$$

$$k_q = \frac{9.6 B_s}{G_n A_n l^2} \quad (7.77)$$

B_f : rigidité flexionnelle des faces ($B_f = B_{f1} + B_{f2} = E_{f1} I_{f1} + E_{f2} I_{f2}$)

I_{fi} : moment d'inertie de l'aire de la face métallique i ($i = 1, 2$) par unité de largeur

Part du moment maximal en travée prise par chaque face :

$$M_{df1} = \frac{B_{f1}}{B_f} \frac{q_f l^2}{8} \quad (7.78)$$

$$M_{df2} = \frac{B_{f2}}{B_f} \frac{q_f l^2}{8} \quad (7.79)$$

Part du moment reprise par l'effet mixte :

$$M_{ds} = \frac{q_s l^2}{8} \quad (7.80)$$

Effort tranchant sur appui :

$$V_{dn} = \frac{q_d l}{2} \quad (7.81)$$

Flèche à mi-travée :

$$w_{q_{ser}} = \frac{5 q_{ser} l^4}{384 B_s} (1 - k_q) (1 - \beta_q) \quad (7.82)$$

Panneau sur deux appuis simples avec une différence de température entre les deux faces

On admet que la courbure ϑ (7.67) due à l'effet de la température se divise en une courbure ϑ_f des faces métalliques et une courbure ϑ_s agissant sur le « sandwich » :

$$\vartheta_f \equiv \vartheta_s = (1 - \beta_T) \vartheta \quad (7.83)$$

$$\beta_T = \frac{B_f}{B_f + \frac{B_s}{1 + k_T}}$$

(7.84)

$$k_T = \frac{8 B_s}{G_n A_n l^2}$$

(7.85)

Moment maximal en travée:

$$M_{df} = B_f \vartheta_f$$

(7.86)

Part prise par chaque face:

$$M_{df1} = \frac{B_{f1}}{B_f} M_{df}$$

(7.87)

$$M_{df2} = \frac{B_{f2}}{B_f} M_{df}$$

(7.88)

Part prise par effet mixte:

$$M_{ds} = -M_{df} = -B_f \vartheta_f$$

(7.89)

Effort tranchant sur appui:

$$V_{dn} = 0$$

(7.90)

Flèche à mi-travée:

$$w_{\Delta T} = \frac{\vartheta_f l^2}{8}$$

(7.91)

Les équations présentées ci-dessus sont de très bonnes approximations des solutions exactes qu'on peut calculer à partir d'une analyse élastique des constructions mixtes. Les efforts tranchants V_{df} et V_{ds} peuvent être déterminés par équilibre à partir des moments correspondants.

Panneau continu

Pour les panneaux continus, la répartition entre les différentes composantes des efforts intérieurs nécessite des calculs plus complexes et, par conséquent, le recours à des méthodes d'analyse numérique par ordinateur. Les Recommandations européennes CECM N° 66 [7.3] donnent plus de renseignements à leur sujet.

7.3.5 Vérification de la sécurité structurale

Les facteurs de résistance intervenant dans les vérifications de la sécurité structurale sont donnés au tableau 7.21 [7.3].

Tableau 7.21 Valeur des facteurs de résistance.

Mode de rupture	γ_R
Allongement des faces métalliques	1.1
Plissement des faces métalliques en travée et sur appui avec prise en compte de l'interaction avec la réaction	1.25
Cisaillement du noyau	1.25
Ecrasement du noyau	1.25

Les vérifications à effectuer sont les suivantes, pour chaque situation de risque.

Panneaux avec faces métalliques plates ou légèrement profilées

- Moment de flexion: $M_d = M_{ds} \leq \frac{M_s}{\gamma_R}$ (7.92)

Face en traction: $N_{d2} = \frac{M_{ds}}{a} \leq N_{f2} = \frac{f_{yb} A_{f2}}{\gamma_R}$ $\gamma_R = 1.1$ (7.93)

Face en compression: $N_{d1} = \frac{M_{ds}}{a} \leq N_{f1} = \frac{\sigma_{lim} A_{f1}}{\gamma_R}$ $\gamma_R = 1.25$ (7.94)

- Cisaillement: $\tau_{dn} = \frac{V_{dn}}{ab} \leq \frac{f_{vn}}{\gamma_R}$ $\gamma_R = 1.25$ (7.95)

- Force transversale: $\sigma_{dn} = \frac{Q_d}{l_{ef} b} \leq \frac{f_{cun}}{\gamma_R}$ $\gamma_R = 1.25$ (7.96)

Panneaux avec faces métalliques fortement profilées

- Moments de flexion: $M_{df} \leq \frac{M_{f,N}}{\gamma_R}; M_{ds} \leq \frac{M_s}{\gamma_R}$ (7.97)

Face en traction:

$$\left. \begin{aligned} M_{df2} &\leq 1.25 M_{f2} \left(1 - \frac{\frac{M_{ds}}{a}}{f_{yb} A_{f2}} \right) \frac{1}{\gamma_R} \leq \frac{M_{f2}}{\gamma_R} \\ \frac{M_{ds}}{a} &\leq \frac{f_{yb} A_{f2}}{\gamma_R} \end{aligned} \right\} \gamma_R = 1.1 \quad (7.98)$$

Face en compression:

$$\left. \begin{aligned} M_{df1} &\leq 1.25 M_{f1} \left(1 - \frac{\frac{M_{ds}}{a}}{f_{yb} A_{f1,ef}} \right) \frac{1}{\gamma_R} \leq \frac{M_{f1}}{\gamma_R} \\ \frac{M_{ds}}{a} &\leq \frac{f_{yb} A_{f1,ef}}{\gamma_R} \end{aligned} \right\} \gamma_R = 1.25 \quad (7.99)$$

- Cisaillement
Cisaillement repris par le noyau: $\tau_{dn} = \frac{V_{dn}}{a b} \leq \frac{f_{vn}}{\gamma_R}$ $\gamma_R = 1.25$ (7.100)

a : bras de levier entre les axes de gravité des faces

b : largeur unitaire du panneau sandwich

f_{vn} : résistance au cisaillement du matériau du noyau (tab. 7.16)

Cisaillement repris par les faces métalliques profilées du panneau. Pour une face métallique i :

$$\tau_{df} = \frac{V_{df}}{\sum s_w t} \leq \frac{\tau_y}{\gamma_R} \quad \gamma_R = 1.1 \quad (7.101)$$

$\sum s_w$: somme des hauteurs d'âme de la face métallique profilée sur la largeur unitaire b
 t : épaisseur de la tôle de la face métallique profilée
 τ_y : résistance au cisaillement du métal de la face profilée

- Force transversale. Pour la face métallique *en contact direct* avec la force (ou l'appui):

$$Q_d \leq \frac{Q_{wR}}{\gamma_R} \quad (7.102)$$

7.3.6 Vérification de l'aptitude au service

Les conditions se rapportant à l'aptitude au service d'un panneau sandwich peuvent être de plusieurs natures:

- limitation des contraintes en un point singulier du panneau sans conséquence sur la rupture,
- limitation du glissement en un point singulier du panneau sans conséquence sur la rupture,
- respect de valeurs limites se rapportant aux flèches (le tableau 7.14 est applicable par analogie).

Pour les panneaux de toiture ou de façades dont on considère les effets rhéologiques, les valeurs des flèches ne devraient pas dépasser $l/100$. Cela est valable pour autant qu'aucune autre limitation relative au fonctionnement ne soit adoptée.

7.4 Assemblages

7.4.1 Notions de base

Les moyens d'assemblages (ou organes de fixation) utilisés pour fixer les tôles profilées, les plateaux de bardage ou les panneaux sandwichs sur la structure porteuse, appelés attaches, sont de deux genres:

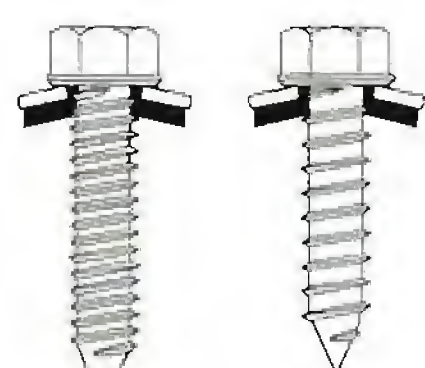
- les *attaches structurales* permettant de transmettre à la structure porteuse les efforts agissant sur les façades ou les toitures,
- les *attaches non structurales* permettant de lier les tôles ou les panneaux entre eux ou avec les accessoires (faîtières, bandes de rive, etc.) qui servent au recouvrement des extrémités ou des bords.

En tant que partie intégrante de l'enveloppe, les attaches doivent répondre à des exigences particulières en ce qui concerne:

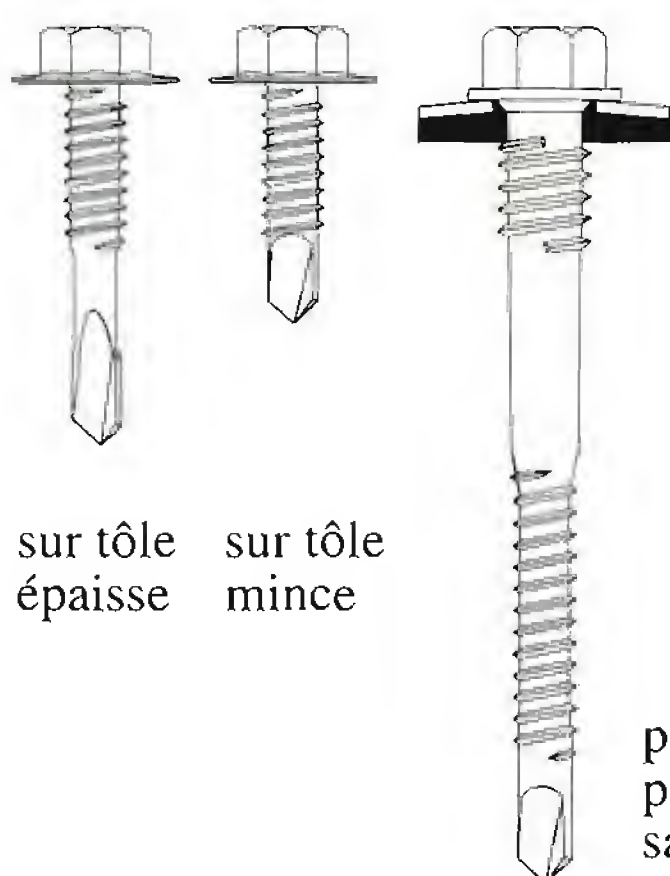
- la résistance mécanique à la rupture: traction, cisaillement, ou plus généralement arrachement;
- l'étanchéité: type, forme, dimension des attaches; insertion de rondelles ou de couches d'étanchéité;
- la durabilité: du matériau ou de la protection contre la corrosion.

La section 7.4 ne traite que la résistance et le dimensionnement des attaches structurales, dont les principaux types sont présentés à la figure 7.22. Certains panneaux sandwichs ont des attaches incorporées, dont le système et la résistance sont donnés par le fabricant.

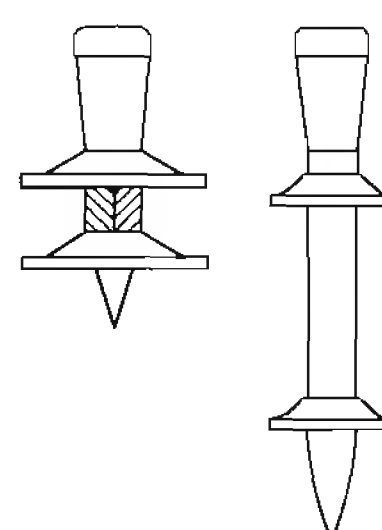
VIS AUTOTARAUDEUSES

sur tôle
épaissesur tôle
mince

VIS AUTOPERCEUSES

sur tôle
épaissesur tôle
mincepour
panneau
sandwich

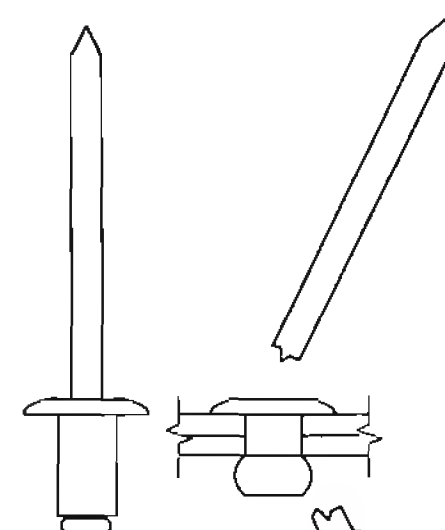
CLOUS



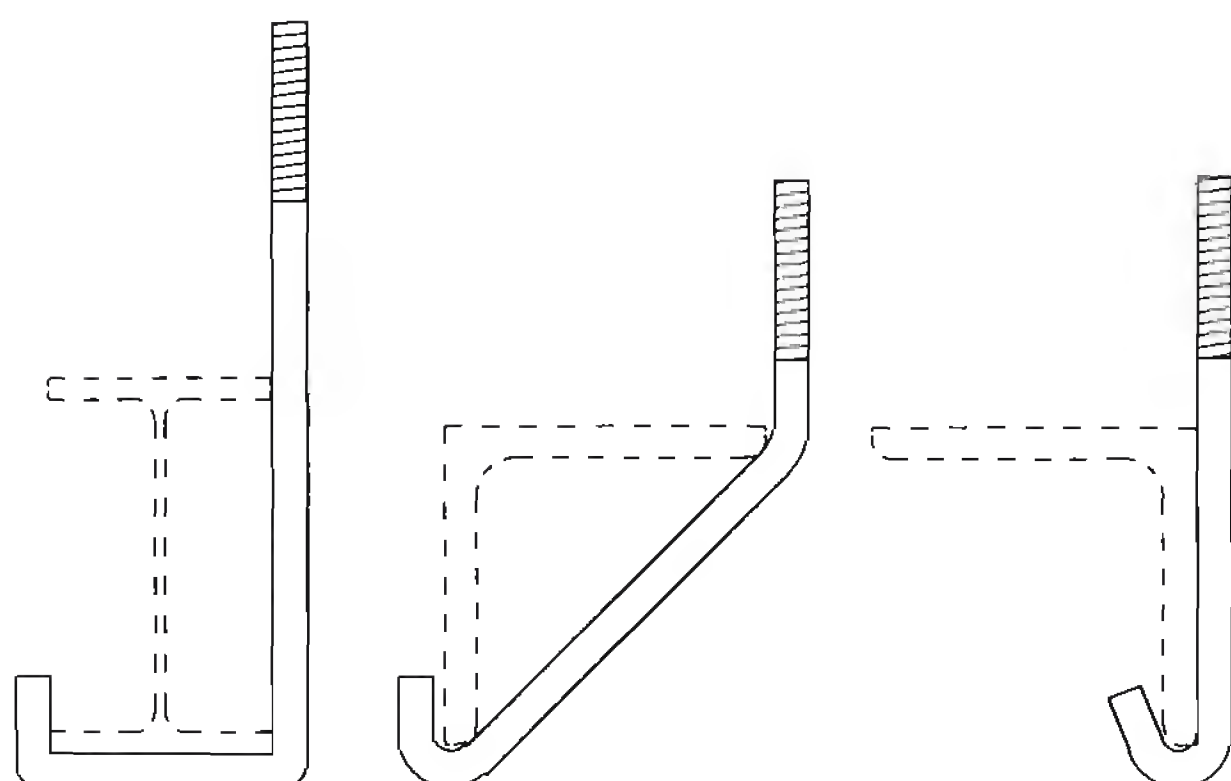
sur acier

sur béton

RIVET AVEUGLE

couture de
tôles minces

BOULONS À CROCHET



pour profil I

pour cornière

ATTACHES SPECIALES

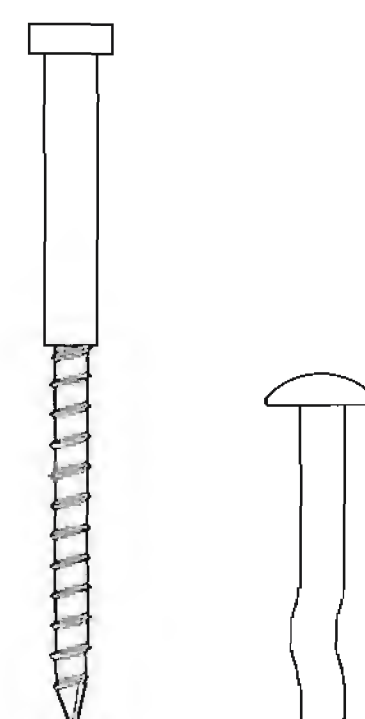
tirefond
(sur bois)cheville
(sur béton)

Fig. 7.22 Attaches pour tôles profilées et panneaux sandwichs.

Les tôles profilées peuvent être fixées en plage ou en sommet de nervure, comme on le voit à la figure 7.23(a). Seules les attaches disposées en plage peuvent être considérées comme structurales. Les plateaux de bardage sont fixés en plage et reçoivent sur les ailes les attaches de la tôle de façade (fig. 7.23(b)). Les attaches des panneaux sandwichs peuvent être apparentes ou non (fig. 7.23 (c)).

Le nombre et la *disposition des attaches* dépendent du type et de l'importance de l'effort à transmettre (vent, effet de contreventement), de la résistance de l'assemblage (support, attache et élément fixé) et de la portée de l'élément. En règle générale, on admet la fixation minimale suivante :

- deux attaches sur les appuis d'extrémité,
- au moins une attache sur les appuis intermédiaires.

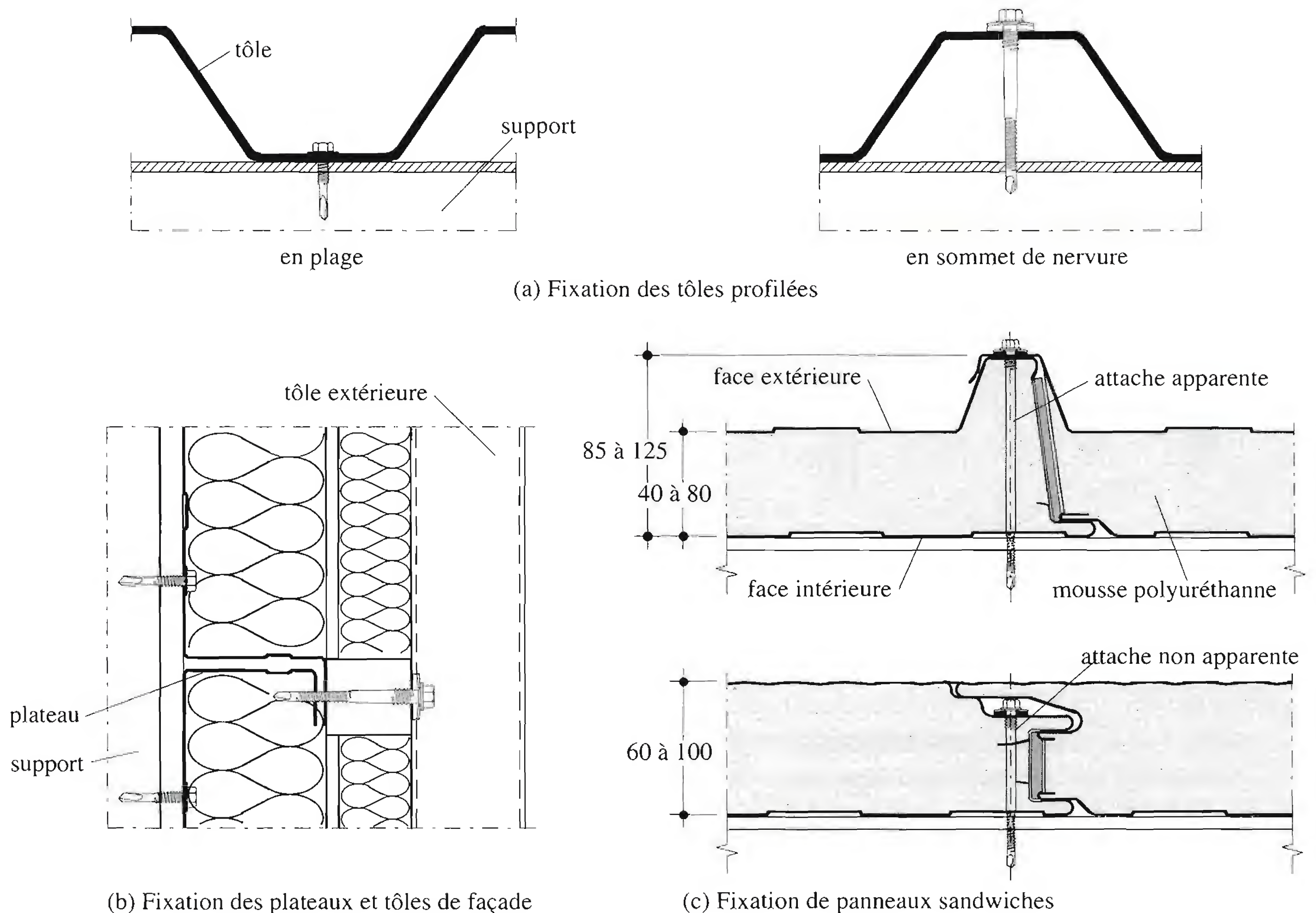


Fig. 7.23 Modes de fixation des tôles, plateaux et panneaux.

Dans les zones de bord de toiture et de façade, soumises à de fortes dépressions locales, les assemblages doivent être renforcés. La directive SZS B7 ainsi que les Recommandations européennes CECM N° 41 [7.4], N° 42 [7.5], N° 62 [7.6] et N° 66 [7.3] donnent des indications utiles sur la disposition et le dimensionnement des attaches des tôles profilées, des plateaux de bardage et des panneaux sandwichs.

7.4.2 Actions à considérer

Les attaches sont sollicitées par les forces dues à l'action du vent, ainsi que par les composantes de la charge de neige et du poids propre dans le plan de la toiture ou de la façade. De plus, si la tôle profilée, le plateau ou le panneau agit comme contreventement, les attaches doivent également transmettre des forces situées dans le plan. D'autres sollicitations peuvent provenir de l'effet de tirant des pannes ou des filières ainsi que de l'effet stabilisant des éléments d'enveloppe contre le déversement des pannes et traverses. Enfin, des changements de température peuvent produire une variation de longueur des éléments et, si elle est empêchée, des efforts sur les attaches.

Pression du vent (efforts de traction sur les attaches). Les pressions agissant sur l'enveloppe d'un bâtiment sont données au chapitre 6 (§ 6.6.2). L'effort de traction sur l'attache est provoqué par la dépression extérieure du vent (équ. 6.22 avec coefficient C_{qe} négatif) et par la pression intérieure éven-

tuelle (équ. 6.23 avec coefficient C_{qi} positif). Ces pressions agissent sur les grandes surfaces de l'enveloppe. Les zones de bord des toitures et des façades (fig. 7.24) peuvent subir des pressions locales beaucoup plus fortes. Sur ces surfaces localisées, le coefficient de pression extérieure C_{qe} est remplacé par C_{qe}^* ou \hat{C}_{qe} suivant l'emplacement et la dimension de la surface considérée.

Effet de contreventement (efforts de cisaillement). Les efforts dus à l'effet de contreventement sont déterminés au chapitre 14.

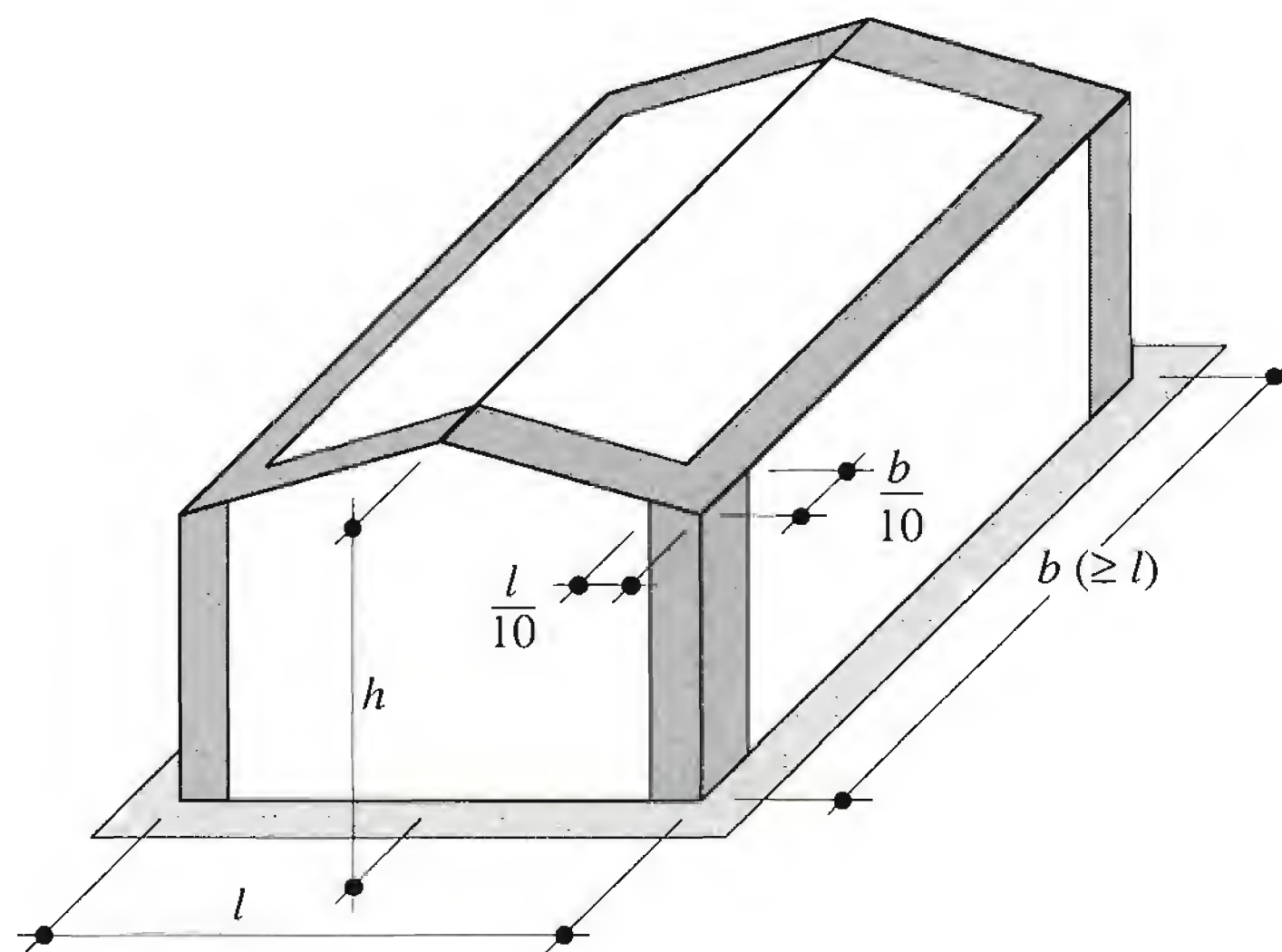


Fig. 7.24 Parties de l'enveloppe d'un bâtiment soumises aux pressions locales du vent.

7.4.3 Résistance des assemblages

La résistance des assemblages de tôle profilée, plateau de bardage et panneau sandwich dépend du mode de fixation. La rupture peut se produire selon plusieurs modes dépendant du type d'attache et de la sollicitation; elle peut avoir lieu aussi bien dans l'attache elle-même que dans l'élément fixé. Les principes de dimensionnement énoncés dans le TGC volume 10, chapitre 8, sont valables pour les assemblages dont il est question ici. Cependant, la variété des éléments fixés, des attaches, des matériaux utilisés et des modes de sollicitation est telle qu'il n'est pas possible de donner pour chaque assemblage une formule de la résistance. C'est pourquoi, en général, les valeurs de dimensionnement de la résistance ultime sont déterminées sur la base d'essais normalisés [7.7].

Les modes de rupture sont les suivants:

- Assemblages sollicités en *cisaillement*, parallèlement à la tôle (fig. 7.25):
 - cisaillement de l'attache (a),
 - écrasement de l'attache (b),
 - inclinaison et arrachement de l'attache (c),
 - écrasement de la tôle la plus mince (pression latérale) (d),
 - déchirement de la tôle (pince insuffisante) (e),
 - rupture de la tôle (section nette) (f).

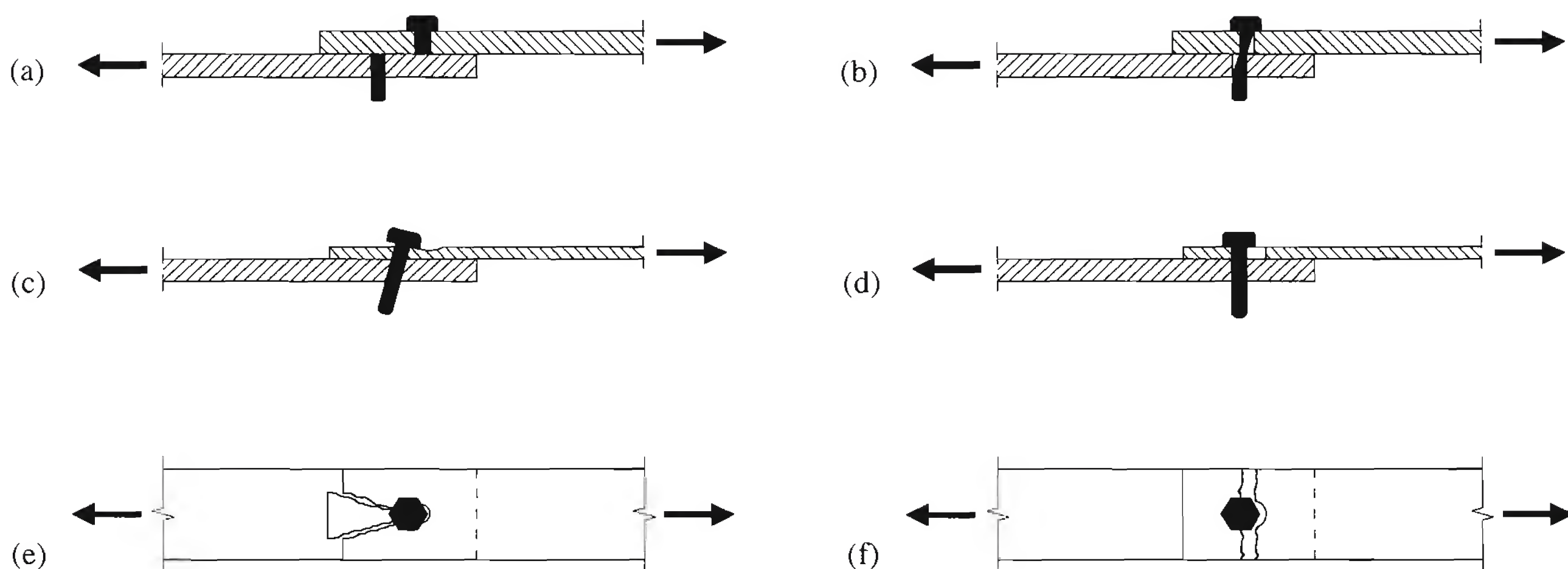


Fig. 7.25 Modes de rupture en cisaillement.

- Assemblages sollicités en *traction*, perpendiculairement à la tôle (fig. 7.26):
 - rupture en traction de l'attache (a),
 - arrachement de l'attache (b),
 - arrachement de la tôle (c),
 - déformation locale de la tôle et déboutonnage (d),
 - déformation globale de la tôle (e).

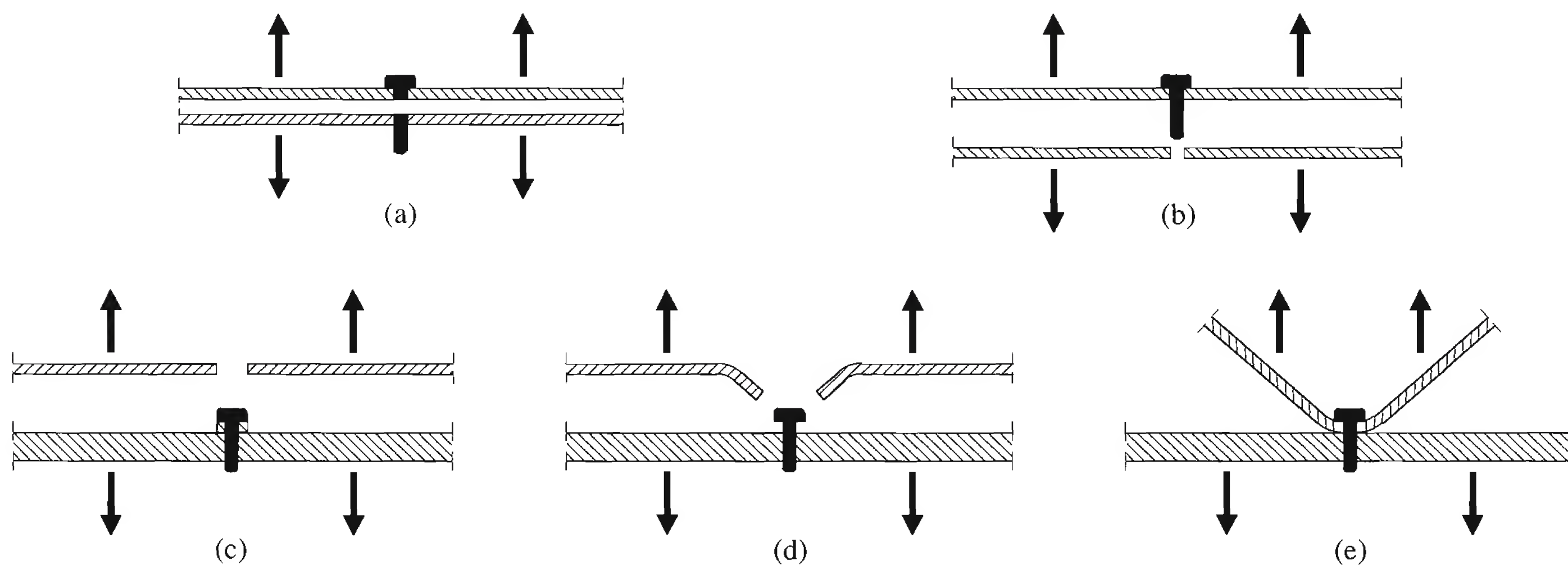


Fig. 7.26 Modes de rupture en traction.

Les modes de rupture particuliers aux *assemblages des panneaux sandwichs* sont les suivants (fig. 7.27):

- Assemblages sollicités en *cisaillement*:
 - inclinaison de l'attache accompagnée du pliage ou du déchirement de la face intérieure du panneau (a),
 - flexion de l'attache due à une déformation imposée, dilatation thermique par exemple (b).

- Assemblages sollicités en *traction*:
 - enfoncement de l'attache dans la tôle extérieure du panneau (c).

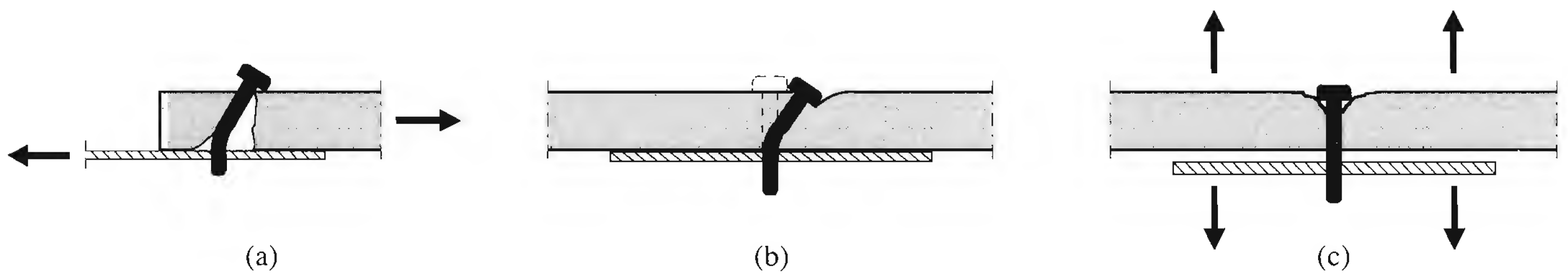


Fig. 7.27 Modes de rupture propres aux panneaux sandwichs.

La directive SZS B7 donne, pour les tôles profilées, la résistance ultime à la traction T_R et au cisaillement V_R des attaches suivantes, en relation avec le type de support et en fonction de l'épaisseur de la tôle (fig. 7.28):

- clou sur support acier (a),
- clou sur support béton (b),
- vis autotaraudeuse sur support acier mince (c),
- vis autoperceuse sur support acier (d),
- vis autoperceuse sur support bois (e),
- cheville sur support béton (f).

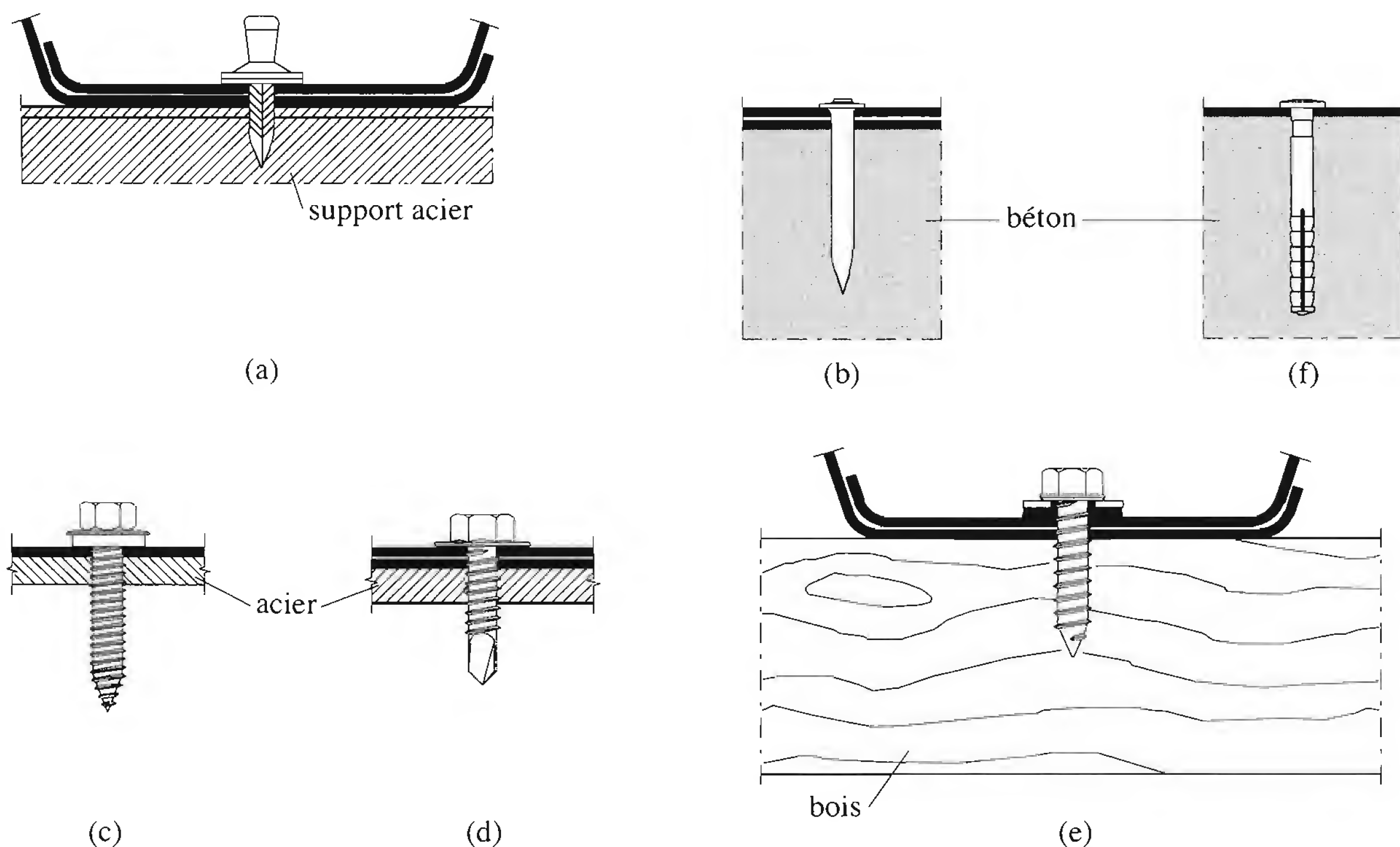


Fig. 7.28 Exemples d'assemblages de tôle profilée.

7.4.4 Dimensionnement

Le dimensionnement des assemblages des tôles profilées, plateaux de bardage et panneaux sandwichs consiste à déterminer le type, le nombre et la disposition de toutes les attaches servant à lier l'enveloppe d'un bâtiment à sa structure porteuse. Il faut donc s'assurer que non seulement les éléments de l'enveloppe sont fixés correctement, mais que la structure intermédiaire (par exemple un lattage en bois) l'est aussi.

Le dimensionnement est basé essentiellement sur la vérification de la sécurité structurale. Il s'agit donc de vérifier que la valeur de dimensionnement de la sollicitation agissant sur l'assemblage soit inférieure à la résistance ultime de l'attache ou de l'élément fixé divisée par le facteur de résistance :

$$S_d \leq \frac{R}{\gamma_R} \quad (7.103)$$

R : résistance ultime de l'attache (T_R ou V_R) ou de l'élément fixé

γ_R : facteur de résistance

7.5 Exemples numériques

7.5.1 Dimensionnement d'une tôle profilée

Données

Soit la halle présentée à l'exemple du paragraphe 6.9.1 (fig. 6.19) pour laquelle les charges et actions ont été déterminées au paragraphe 6.9.2. Il s'agit ici de choisir et de vérifier la tôle profilée constituant le support d'étanchéité. Cette tôle repose sur les pannes écartées de 1.90 m. La longueur des plaques recouvrant un pan de la toiture est de 7.80 m, représentant 4 travées de 1.90 m ainsi que les petits porte-à-faux (fig. 7.29). Le système statique est donc une poutre continue sur 5 appuis, inclinée à 9.5° .

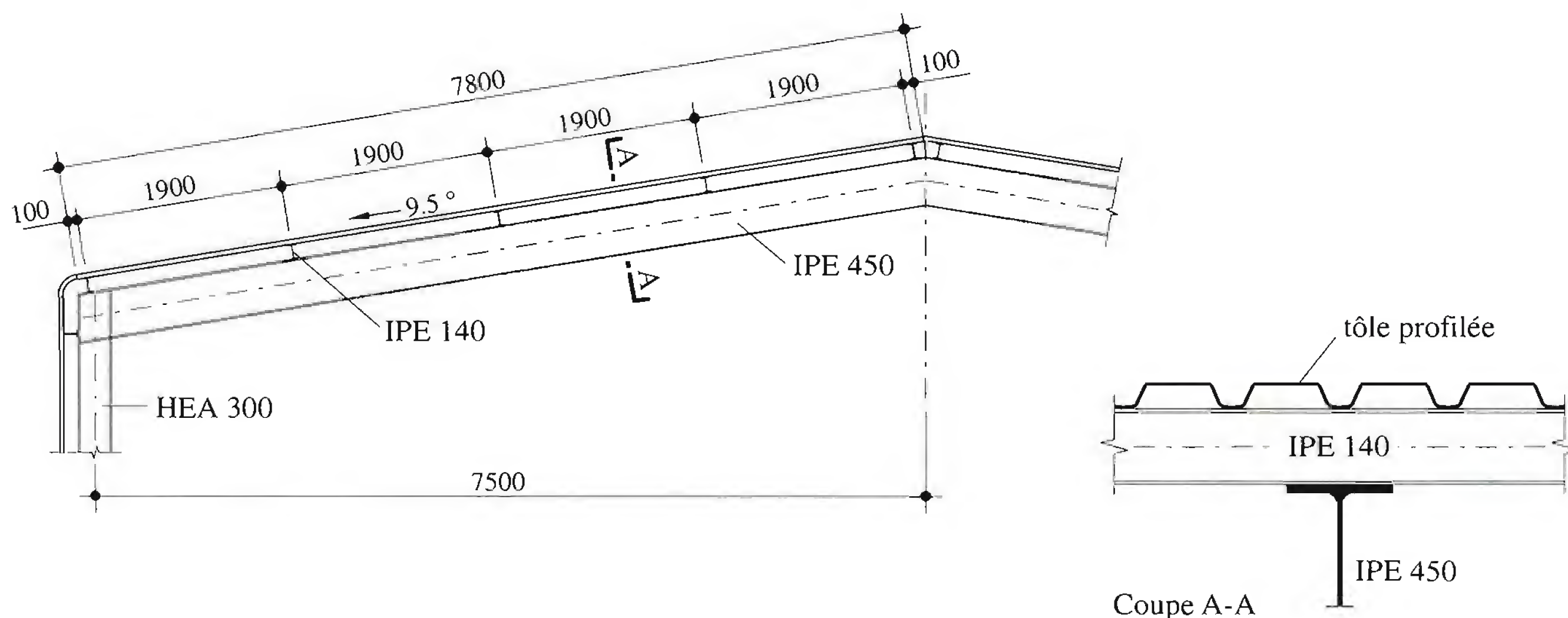


Fig. 7.29 Tôle profilée de toiture à dimensionner.

Charges à considérer

Poids propre de la couverture : $g_p + q_{fn} = 0.5 \text{ kN/m}^2 \cdot \cos 9.5^\circ = 0.5 \text{ kN/m}^2$

Neige : $q_s = 1.28 \text{ kN/m}^2$ (par unité de surface horizontale)

$q_{r,s} = 1.28 \text{ kN/m}^2 \cdot \cos 9.5^\circ = 1.26 \text{ kN/m}^2$ (par unité de surface inclinée)

Vent (dépression face E) : $q_{r,w} = q_e = C_{qe} C_h q = -1.1 \cdot 1.0 \cdot 0.9 \text{ kN/m}^2 = -0.99 \text{ kN/m}^2$

La composante des charges dans le plan de la toiture est négligée.

Situations de risque

La tôle est soumise aux deux situations suivantes :

N° 1 : Neige prépondérante : $1.3 g_p + 1.3 q_{fin} + 1.5 q_{r,s}$

N° 2 : Vent prépondérant au montage : $0.8 g_p + 1.5 q_{r,w}$

La situation n° 1 est déterminante pour le dimensionnement de la tôle, alors que la situation n° 2 le sera pour les attaches (mais avec $q_{r,w}$ calculé avec C_{qe}^* , voir exemple du paragraphe 7.5.3).

Efforts intérieurs

Nous choisissons d'effectuer un calcul élastique des efforts intérieurs.

$$q_d = 1.3 g_p + 1.3 q_{fin} + 1.5 q_{r,s} = 1.3 \cdot 0.5 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \cdot 1.26 \text{ kN/m}^2 = 2.54 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d^+ = 0.077 q_d l^2 = 0.077 \cdot 2.54 \text{ kN/m}^2 \cdot (1.9 \text{ m})^2 = 0.706 \text{ kNm/m}$$

$$M_d^- = -0.107 q_d l^2 = -0.107 \cdot 2.54 \text{ kN/m}^2 \cdot (1.9 \text{ m})^2 = -0.981 \text{ kNm/m}$$

$$Q_d = 1.143 q_d l = 1.143 \cdot 2.54 \text{ kN/m} \cdot 1.9 \text{ m} = 5.52 \text{ kN/m}$$

Sécurité structurale

- Choix de la tôle : Montana SP41, ép. 0.80 mm, acier SE 280 G ($f_{yb} = 280 \text{ N/mm}^2$)

$$M_R^+ = 2.02 \text{ kNm/m}$$

$$M_R^- = 2.65 \text{ kNm/m}$$

$$Q_{wR} = 24.5 \text{ kN/m} (l_0 = 60 \text{ mm})$$

$$I_{ef} = 0.184 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}$$

} valeurs données par le fabricant

Vérifications

$$M_d^+ \leq \frac{M_R^+}{\gamma_R} \Rightarrow 0.706 \text{ kNm/m} < \frac{2.02 \text{ kNm/m}}{1.1} = 1.84 \text{ kNm/m} \quad \text{OK}$$

$$|M_d^-| \leq \frac{M_R^-}{\gamma_R} \Rightarrow 0.981 \text{ kNm/m} < \frac{2.65 \text{ kNm/m}}{1.1} = 2.41 \text{ kNm/m} \quad \text{OK}$$

$$Q_d \leq \frac{Q_{wR}}{\gamma_R} \Rightarrow 5.52 \text{ kN/m} < \frac{24.5 \text{ kN/m}}{1.1} = 22.3 \text{ kN/m} \quad \text{OK}$$

$$\frac{Q_d}{Q_{wR}/\gamma_R} \leq \frac{5.52 \text{ kN/m}}{22.3 \text{ kN/m}} = 0.248 < 0.25 \text{ (pas d'interaction à vérifier)}$$

Aptitude au service

- Flèches en travée de rive
 - Charges permanentes :

$$w_2 = \frac{2.5(g_p + q_{fin})l^4}{384 E I_{ef}} = \frac{2.5 \cdot 0.5 \text{ N/mm/m} \cdot (1900 \text{ mm})^4}{384 \cdot 210\,000 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.184 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}} = 1.1 \text{ mm}$$

$$- \text{ Neige: } w_4 = \frac{2.5 q_{ser, court} l^4}{384 E I_{ef}} = \frac{2.5 \cdot 1.26 \text{ N/mm/m} \cdot (1900 \text{ mm})^4}{384 \cdot 210\,000 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.184 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}} = 2.8 \text{ mm}$$

• Vérifications

$$w_4 = 2.8 \text{ mm} \leq \frac{l}{200} = \frac{1900 \text{ mm}}{200} = 9.5 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$w_{max} = w_2 + w_4 = 1.1 \text{ mm} + 2.8 \text{ mm} = 3.9 \text{ mm} \leq \frac{l}{150} = \frac{1900 \text{ mm}}{150} = 12.7 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

7.5.2 Dimensionnement d'un panneau sandwich

Données

Il s'agit de dimensionner un panneau sandwich (fig. 7.30) venant prendre appui sur les filières IPE 140 disposées tous les 2.0 mètres le long des poteaux de la halle présentée à l'exemple du paragraphe 6.9.1. Les panneaux sont formés d'éléments sandwichs type Montanatherm MTW LL 100/1150 dont les faces métalliques sont faiblement profilées (admisses plates dans les calculs).

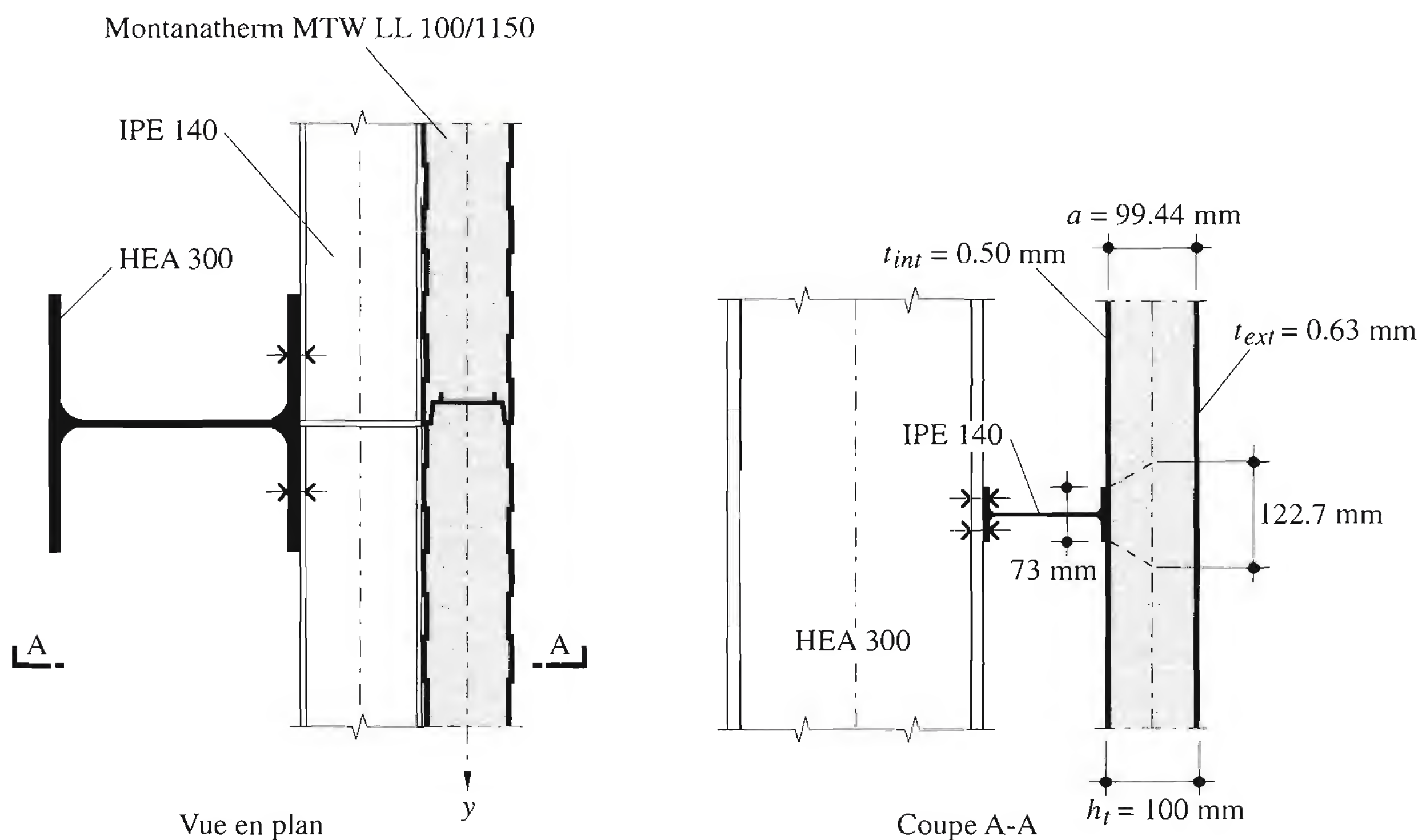


Fig. 7.30 Disposition des panneaux sandwichs.

Charges à considérer

Les panneaux sandwichs étant disposés verticalement, seule la flexion autour de l'axe y-y est à vérifier sous les charges de vent suivantes (tab. 6.23 ou fig. 6.24):

- Vent (pression face A): $q_{r,w} = q_e = C_{qe} C_h q = 0.7 \cdot 1.0 \cdot 0.9 \text{ kN/m}^2 = 0.63 \text{ kN/m}^2$
- Vent (dépression face B): $q_{r,w} = q_e = C_{qe} C_h q = -0.4 \cdot 1.0 \cdot 0.9 \text{ kN/m}^2 = -0.36 \text{ kN/m}^2$

Situation de risque

Les panneaux sandwichs sont soumis à une seule situation de risque :

$$q_d = 1.5 q_{r,w}$$

Efforts intérieurs

Le système statique est une poutre continue sur deux travées de 2 m (fig. 7.31(a)). La section du panneau n'étant pas symétrique (tôle extérieure plus épaisse), la pression due au vent, et non pas la dépression, est déterminante sur appui intermédiaire.

- Moment sur appui intermédiaire

Selon la relation (7.68), ce moment vaut :

$$M_{ds}^- = \frac{-q_d l^2}{8} \frac{1}{1+k}$$

avec, selon (7.65)

$$k = \frac{3B_s}{G_n A_n l^2}$$

Noyau PUR (mousse dure polyuréthane, $G_n = 4 \text{ N/mm}^2$, $E_n = 7 \text{ N/mm}^2$)

$$a = h_t - t_{moy} = 100 \text{ mm} - 0.56 \text{ mm} = 99.44 \text{ mm}$$

$$A_n = a = 99.44 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (par largeur unitaire)}$$

$$E_{f1} = E_{f2} = 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{f1} = b t_{ext} = 1000 \text{ mm} \cdot 0.63 \text{ mm} = 630 \text{ mm}^2$$

$$A_{f2} = b t_{int} = 1000 \text{ mm} \cdot 0.50 \text{ mm} = 500 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} B_s &= \frac{E_{f1} A_{f1} E_{f2} A_{f2} a^2}{E_{f1} A_{f1} + E_{f2} A_{f2} b} \\ &= \frac{(210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2)^2 \cdot 630 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ mm}^2 \cdot (99.44 \text{ mm})^2}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 (630 \text{ mm}^2 + 500 \text{ mm}^2) \cdot 1000 \text{ mm}} = 579 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$k = \frac{3 \cdot 579 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{(2000 \text{ mm})^2 \cdot 4 \text{ N/mm}^2 \cdot 99.44 \text{ mm}} = 1.09$$

$$M_{ds}^- = -\frac{1.5 \cdot 0.63 \text{ kN/m}^2 (2\text{m})^2}{8} \cdot \frac{1}{1+1.09} = -0.23 \text{ kNm/m}$$

- Moment en travée

– Moment à mi-travée :

$$M_{ds}^+ = \frac{M_{ds}^-}{2} + \frac{q_d l^2}{8} = \frac{-0.23 \text{ kNm/m}}{2} + \frac{1.5 \cdot 0.63 \text{ kN/m}^2 (2\text{m})^2}{8} = 0.36 \text{ kNm/m}$$

– Moment maximum en travée :

Ce moment est calculé à partir du diagramme des moments illustré à la figure 7.31(b) :

$$M_{ds, max}^+ = 0.41 \text{ kNm/m}$$

- Efforts tranchants

Le diagramme des efforts tranchants est illustré à la figure 7.31(c).

Appui intermédiaire : $V_{dn} = 1.07 \text{ kN/m}$

- Réaction d'appui intermédiaire
 $R_{d,max} = 2.14 \text{ kN/m}$

A, B, C :
position des filières

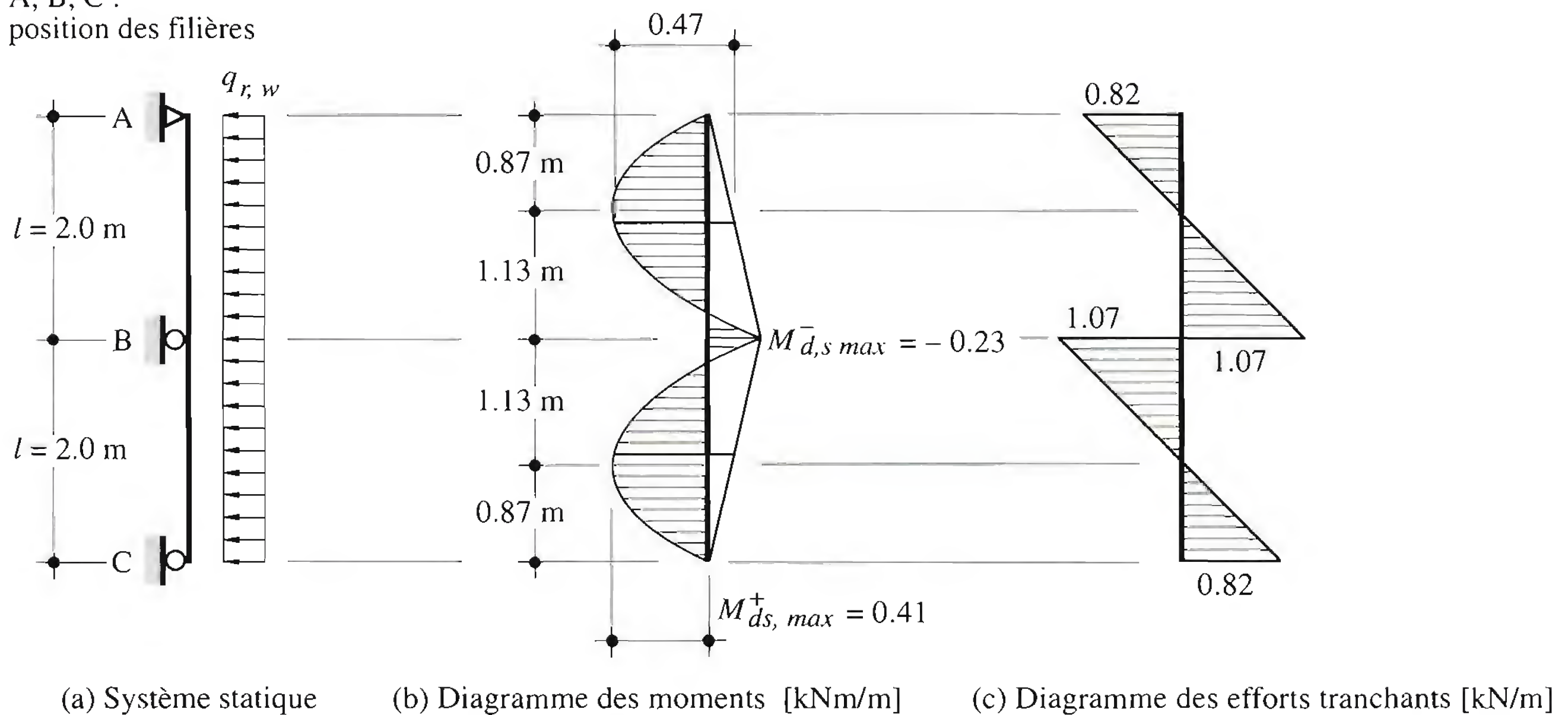


Fig. 7.31 Système statique et diagrammes des efforts intérieurs d'un panneau sandwich.

Sécurité structurale

- Panneau sandwich: Montanatherm MTW LL 100/1150.
 Contrainte limite de compression dans la tôle (7.54):

$$\sigma_{lim} = \sigma_{cr} = 0.65 \sqrt[3]{E_n G_n E_f} = 0.65 \sqrt[3]{7 \text{ N/mm}^2 \cdot 4 \text{ N/mm}^2 \cdot 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2} = 117 \text{ N/mm}^2$$

Noyau PUR (mousse dure polyuréthane) \Rightarrow Résistance au cisaillement : $f_{vn} = 0.3 \text{ N/mm}^2$
 \Rightarrow Résistance à la compression : $f_{cun} = 0.3 \text{ N/mm}^2$

- Vérifications (équ. (7.94 à 7.96))

$$\sigma_{df}^- = \frac{N_{f1}}{A_{f1}} = \frac{M_{ds,max}^+}{a A_{f1}} = \frac{0.41 \cdot 10^6 \text{ Nmm/m}}{99.44 \text{ mm} \cdot 630 \text{ mm}^2} = 6.5 \text{ N/mm}^2 < \frac{\sigma_{lim}}{\gamma_R} = \frac{117 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 94 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\tau_{dn} = \frac{V_{dn}}{a b} = \frac{1.07 \cdot 10^3 \text{ N/m}}{99.44 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm/m}} = 0.011 \text{ N/mm}^2 < \frac{f_{vn}}{\gamma_R} = \frac{0.3 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 0.24 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{dn} = \frac{R_{d,max}}{2c + \frac{a}{2}} = \frac{2.14 \text{ N/mm}}{73 \text{ mm} + \frac{99.44 \text{ mm}}{2}} = 0.02 \text{ N/mm}^2 < \frac{f_{cun}}{\gamma_R} = \frac{0.3 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 0.24 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

Les grandeurs $2c$ et $a/2$ sont illustrées à la figure 7.20.

Aptitude au service

- Flèche maximale en travée (7.70)

$$w_4 = \frac{q_{ser} l^4}{48 B_s} \frac{1}{1+k} (0.26 + 2.6k + 2k^2)$$

$$q_{ser} \text{ (SIA160)} = 0.8 q_r \cdot 1 \text{ m} = 0.8 \cdot 0.9 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 0.72 \text{ kN/m (largeur unitaire)}$$

$$w_4 = \frac{0.72 \text{ N/mm (2000 mm)}^4}{48 \cdot 579 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^2} \cdot \frac{1}{1+1.09} (0.26 + 2.6 \cdot 1.09 + 2 \cdot 1.09^2) = 1.1 \text{ mm}$$

- Vérification (tab. 7.14)

$$w_4 = 1.1 \text{ mm} < \frac{l}{150} = \frac{2000 \text{ mm}}{150} = 13.3 \text{ mm}$$

7.5.3 Calcul des attaches de la tôle de la toiture (support d'étanchéité)**Données**

La halle étudiée (fig. 6.19) comporte une toiture sèche dont la composition est donnée à la figure 6.22. Le système statique de la tôle profilée constituant le support d'étanchéité est donné à la figure 7.32. Le calcul des pannes est donné au paragraphe 8.5.1 du chapitre suivant.

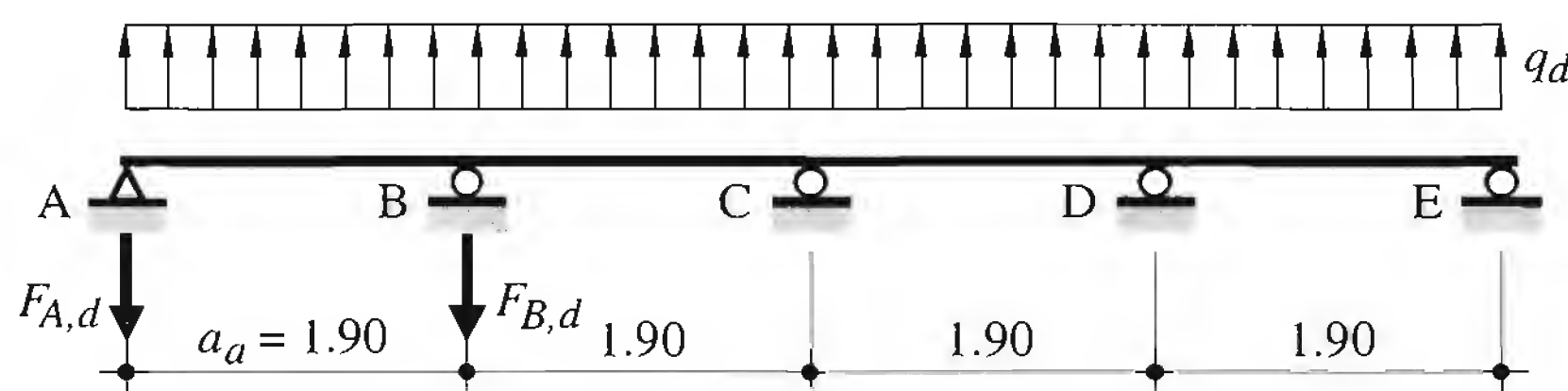


Fig. 7.32 Système statique de la tôle profilée.

Éléments de la toiture (fig. 7.33)

Tôle profilée (Montana SP41)	épaisseur de la tôle	: $t = 0.80 \text{ mm}$
	entraxe des nervures	: $a_w = 193.5 \text{ mm}$
Panne (IPE 160)	épaisseur de l'aile	: $t = 7.4 \text{ mm}$
	écartement	: $a_a = 1.9 \text{ m}$
Attaches (vis autoperceuses SFS SD12 – H15 – 5.5 · 32) (selon SZS B7, annexe A1.35)	résistance ultime en traction:	$T_R = 3.5 \text{ kN}$

Charges à considérer

Dépression du vent (valeur de dimensionnement par m^2 , tab. 6.23 et fig. 6.24)

$$\text{En général} : q_d = \gamma Q (C_{qe} - C_{qi}) C_h q_r$$

$$\text{Zones de bord (m)} : C_{qe}^* = -1.3 (\varphi = 0^\circ), C_{qi} = 0.8$$

$$q_d = 1.5 (-1.3 - 0.8) 1.0 \cdot 0.9 \text{ kN/m}^2 = -2.84 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Autres surfaces (E+F)} : C_{qe} = -1.1, C_{qi} = 0.8$$

$$q_d = 1.5 (-1.1 - 0.8) 1.0 \cdot 0.9 \text{ kN/m}^2 = -2.57 \text{ kN/m}^2$$

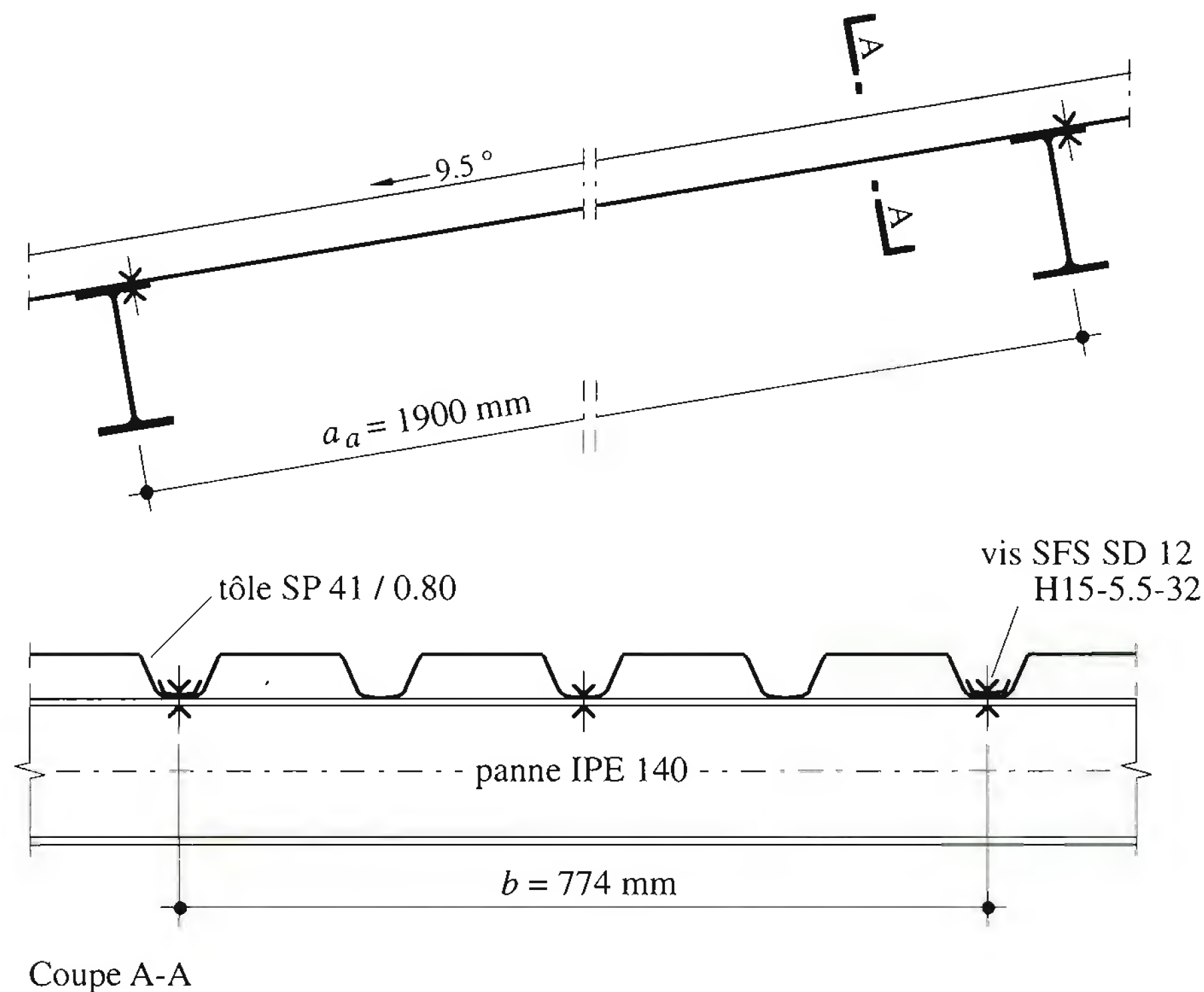


Fig. 7.33 Fixation de la tôle sur les pannes.

Nombre d'attaches

- Zone de bord

Forces de traction par mètre de largeur de plaque :

Appui d'extrémité $F_{A,d} = 0.393 \cdot 1.9 \text{ m} \cdot 2.84 \text{ kN/m}^2 = 2.12 \text{ kN/m}$

Appui intermédiaire $F_{B,d} = 1.143 \cdot 1.9 \text{ m} \cdot 2.84 \text{ kN/m}^2 = 6.17 \text{ kN/m}$

Nombre nécessaire d'attaches par appui ($b = 1\,000 \text{ mm}$):

$$n_{B,1} = \frac{F_{B,d}}{T_R/\gamma_R} = \frac{6.17 \text{ kN/m}}{3.5 \text{ kN/1.1}} = 1.94/\text{m}$$

Nombre nécessaire d'attaches par plaque ($b = 774 \text{ mm}$):

$$n_{B,b} = 0.774 \text{ m} \cdot 1.94/\text{m} = 1.5$$

⇒ 2 attaches

- Autres surfaces

Appui d'extrémité $F_{A,d} = 0.393 \cdot 1.9 \text{ m} \cdot 2.57 \text{ kN/m}^2 = 1.92 \text{ kN/m}$

Appui intermédiaire $F_{B,d} = 1.143 \cdot 1.9 \text{ m} \cdot 2.57 \text{ kN/m}^2 = 5.58 \text{ kN/m}$

Nombre d'attaches $n_{B,b} = 0.774 \text{ m} \cdot \frac{5.58 \text{ kN/m}}{3.5 \text{ kN/1.1}} = 1.36$

⇒ 2 attaches

Conclusion

Dans le cas le plus défavorable (zone de bord, appui intermédiaire), il suffit de disposer sur l'appui deux attaches par plaque. Cette disposition sera adoptée systématiquement sur toute la toiture (fig. 7.33).

Références

- [7.1] EN 10147, *Tôles et bandes en acier de construction galvanisées à chaud en continu – Conditions techniques de livraison*, CEN Comité européen de normalisation, Bruxelles, 1991.

- [7.2] EN 10143, *Tôles et bandes en acier revêtues d'un métal en continu par immersion à chaud – Tolérances sur les dimensions et la forme*, CEN Comité européen de normalisation, Bruxelles, 1993.
- [7.3] ECCS/CECM/EKS, *Preliminary European Recommendations for Sandwich Panels; Part I Design*, European Convention for Constructional Steelwork, Publication N° 66, Bruxelles, 1991 (en révision).
- [7.4] ECCS/CECM/EKS, *Good Practice in Steel Cladding and Roofing; Recommendations for Steel Construction*, European Convention for Constructional Steelwork, Publication N° 41, Constrado, London, 1983.
- [7.5] ECCS/CECM/EKS, *Mechanical Fasteners for Use in Steel Sheeting and Sections; Recommendations for Steel Construction*, European Convention for Constructional Steelwork, Publication N° 42, Constrado, London, 1983.
- [7.6] ECCS/CECM/EKS, *Preliminary European Recommendations for Sandwich Panels; Part II Good Practice*, European Convention for Constructional Steelwork. Publication N° 62, Bruxelles, 1990 (en révision).
- [7.7] ECCS/CECM/EKS, *The Design and Testing of Connections in Steel Sheeting and Sections; Recommendations for Steel Construction*, European Convention for Constructional Steelwork, Publication N° 21, Constrado, London, 1983.

8 Pannes et ossature de façade



CERN – Laboratoire II, hall expérimental Nord, Meyrin (GE)

Les pannes de ce bâtiment sont des poutres simples à sous-tirant de 12 m de portée, entre-axes 3.85 m. La stabilité de la membrure supérieure est assurée par deux câbles fixés aux tiers de la portée et amarrés à un contreventement longitudinal secondaire.

Maître de l'ouvrage: CERN

Architecte : CERN

Ingénieur : Fietz, Epars + Devaud, Genève

Année de mise en service: 1977

Photo ICOM-EPFL

8.1 Introduction

Les pannes et l'ossature de façade sont des éléments porteurs secondaires faisant partie de l'enveloppe des halles et des bâtiments. Leur fonction principale est de transmettre les actions agissant sur la toiture et sur les façades aux éléments porteurs principaux. La conception ainsi que quelques détails de construction de ces éléments ont été présentés au chapitre 5. Le développement de tôles nervurées de grande hauteur statique a conduit, dans certaines conceptions de toiture, à la suppression des pannes, dont la fonction porteuse est alors remplacée par celle de la tôle qui porte la couverture d'un cadre à l'autre.

Ce chapitre est consacré au dimensionnement de ces éléments porteurs secondaires sur la base des notions et méthodes exposées dans le TGC volume 10 pour les barres fléchies ou comprimées. Le dimensionnement des pannes (éléments porteurs secondaires de toiture) est donné à la section 8.2, celui des filières et montants (éléments de l'ossature de façade) à la section 8.3. Dans chacune de ces deux sections sont rappelées les fonctions porteuses des éléments, les charges et actions qui les sollicitent et les situations de risque, avant que ne soit abordés le système statique et le calcul des efforts intérieurs, le calcul de la résistance en section et enfin les vérifications habituelles de la sécurité structurale et de l'aptitude au service. La section 8.4 rassemble quelques exemples numériques de dimensionnement de pannes et d'éléments de façade.

8.2 Pannes

8.2.1 Fonction des pannes

Comme nous l'avons vu au chapitre 5, les pannes ont pour fonction première de supporter la couverture des halles et de transmettre aux cadres les charges agissant sur la toiture. Elles sont disposées parallèlement au long pan ou à la ligne de faîtage en cas de toiture inclinée. Elles sont en général fixées à écartement constant, sauf au faîte où elles peuvent être jumelées. Les pannes faisant partie d'un contre-ventement de toiture doivent souvent être renforcées. Les pannes de bord (sablères) peuvent aussi jouer le rôle de filières supérieures pour reprendre les efforts horizontaux du vent sur la façade.

8.2.2 Actions et situations de risque

Les charges et actions auxquelles les pannes sont soumises sont les suivantes :

- le poids propre de la panne g_a ,
- le poids de la couverture q_{fn} ,
- la neige q_s ,
- le vent q_w ,
- les masses suspendues q_{susp} ou Q_{susp} .

Les actions gravifiques sont verticales (poids propres, neige, masses suspendues), alors que les forces dues au vent (en pression ou dépression) sont perpendiculaires à la toiture. Ainsi, en cas de toit plat horizontal, les deux types d'action sont verticales et parallèles à l'âme des pannes (fig. 8.1(a)). Lorsque la toiture est inclinée, les pannes peuvent être disposées verticalement (fig. 8.1(b)) ou de façon inclinée (fig. 8.1(c)), auquel cas une partie des actions est oblique par rapport au plan de l'âme des pannes.

Dans le cas du toit plat horizontal, les pannes sont des barres fléchies selon un axe essentiellement, alors que dans le cas de la toiture inclinée, elles sont soumises à l'interaction de deux moments de

flexion distincts, selon les deux axes principaux d’inertie du profil. De plus, dans les deux cas, les pan-
nes peuvent être simultanément soumises à un effort normal lorsqu’elles font partie d’un contrevente-
ment ou lorsqu’elles stabilisent un autre élément porteur (par exemple la traverse d’un cadre).

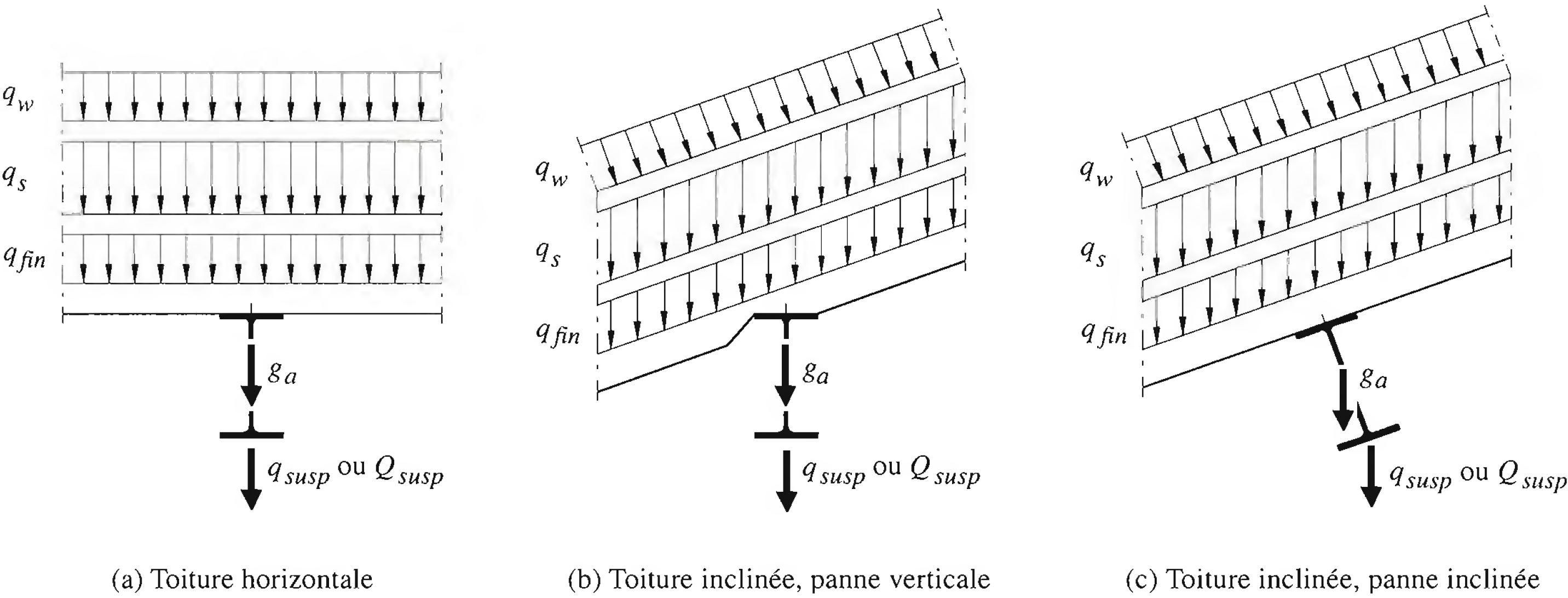


Fig. 8.1 Sens des actions agissant sur les pannes.

Des situations de risque avec leurs actions prépondérantes et concomitantes sont résumées dans le
tableau 8.2.

Tableau 8.2 Situations de risque à considérer pour la vérification de la sécurité structurale.

Situation de risque	Cas	Actions permanentes		Actions variables		
		Poids propre de la panne	Poids des éléments non porteurs	Charge utile	Neige	Vent
Charge utile	1	g_a	q_{fin}	prépond.	—	concomit.
Neige	2	g_a	q_{fin}	—	prépond.	concomit.
Vent	3	g_a	q_{fin}	—	concomit.	prépond.
Vent en dépression	4	$g_a (\gamma_{G,min})$	q_{fin}	—	—	prépond.(—)

(—): Vent en dépression

Le cas 1 correspond par exemple à une toiture accessible utilisée comme place de stationnement de
véhicules, comme surface d’exposition ou comme place d’atterrissage pour hélicoptères. Les autres cas
correspondent plutôt à des toitures non accessibles (pas de charge utile): dans le cas 2, on néglige
l’action du vent si l’effet est soulageant; le cas 3 peut concerner par exemple les pannes inclinées ou fai-
sant partie d’un contreventement; dans le cas 4, la toiture étant soumise à dépression, le poids propre
doit être pondéré par un facteur de charge $\gamma_{G,min} = 0.8$.

8.2.3 Système statique

Le système statique des pannes (fig. 8.3) peut être de plusieurs types : poutre simple, poutre *cantilever* (ou poutre *Gerber*), poutre continue.

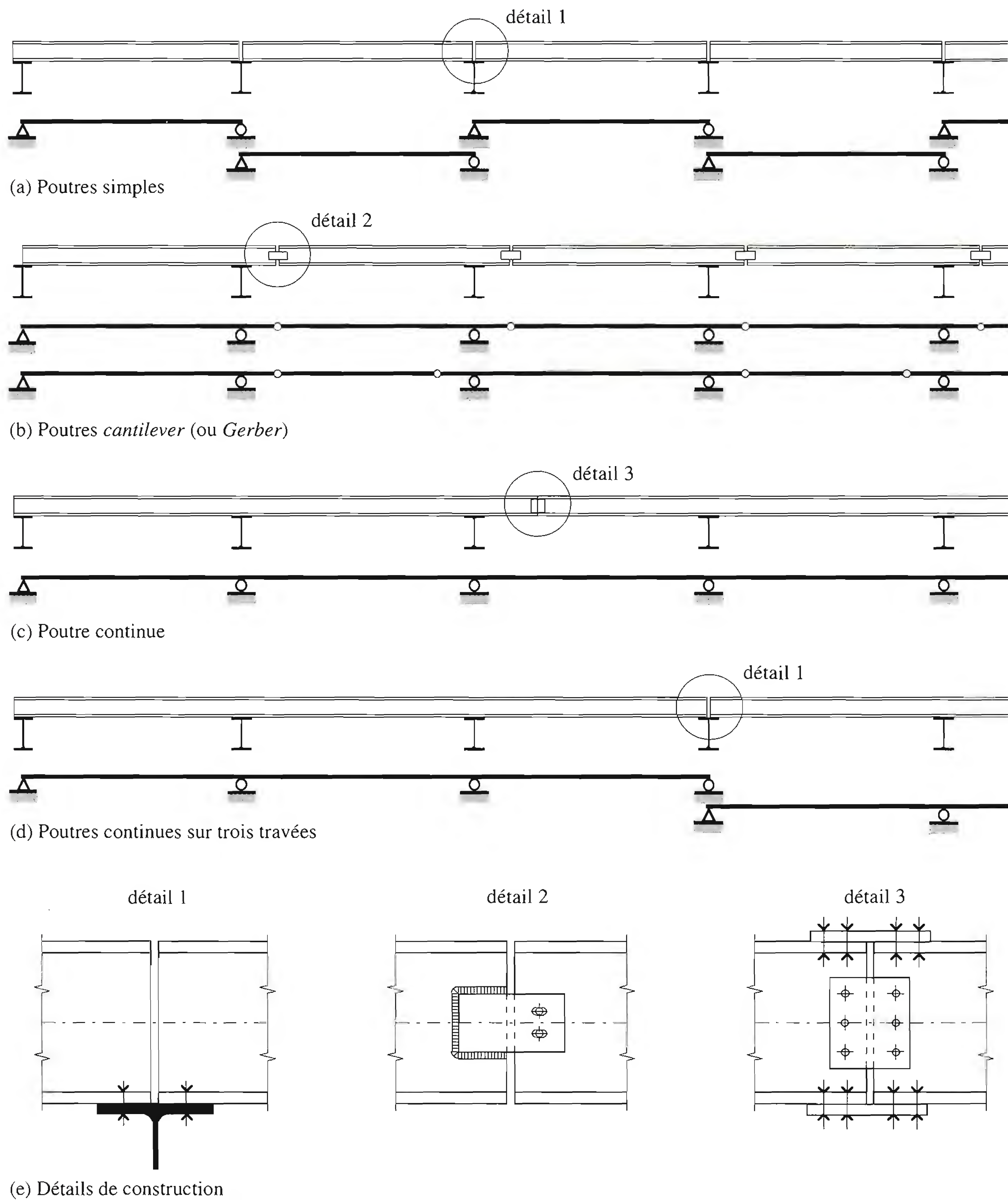


Fig. 8.3 Systèmes statiques de pannes.

La *poutre simple* (fig. 8.3(a)) n'est guère utilisée que pour les pannes à treillis, du fait de la relative mauvaise utilisation de la matière, de la complication des détails d'assemblage sur les cadres et surtout des flèches importantes qu'elle implique.

La *poutre cantilever* (fig. 8.3(b)) a été très populaire par le passé et a encore sa raison d'être pour les pannes en bois. Un emplacement judicieux des articulations (assemblages bout-à-bout articulés) permet soit d'équilibrer les moments sur appui et en travée, soit d'obtenir des flèches identiques à celles de la poutre continue avec un système isostatique. En construction métallique, les avantages attribués à ce système sont illusoires, comme on peut le montrer par un calcul plastique. Par ailleurs, les moyens d'assemblage (boulons et soudure) actuellement à disposition permettent de réaliser une poutre continue beaucoup plus facilement qu'autrefois. Il faut relever, pour ce système isostatique, que la rupture d'une seule travée (feu, explosion) peut entraîner la ruine de l'ensemble de la structure porteuse de la toiture.

La *poutre continue* est la solution la plus répandue de nos jours. Les pannes peuvent être continues sur toute la longueur de la halle (fig. 8.3(c)) ou seulement sur deux ou trois travées (fig. 8.3(d)), en fonction des longueurs de livraison des profilés (12 à 15 m) ou des longueurs de transport (25 à 30 m). Les détails de construction (fig. 8.3(e)) varient selon que l'on a affaire à des appuis d'extrémité de poutre sans continuité (détail 1), à une articulation (détail 2) ou à un joint de poutre continue (détail 3).

En cas de pannes continues sur deux ou trois travées, on veillera à ne pas disposer tous les appuis d'extrémité au droit d'un même cadre, ce qui aurait pour effet de surcharger les cadres adjacents. Par conséquent, il est courant de prévoir des pannes dont les extrémités sont disposées en alternance sur les traverses de cadre comme le montre la figure 8.4 (exemple de pannes sur deux travées). Ainsi, la somme des réactions des pannes sur deux traverses adjacentes est presque identique.

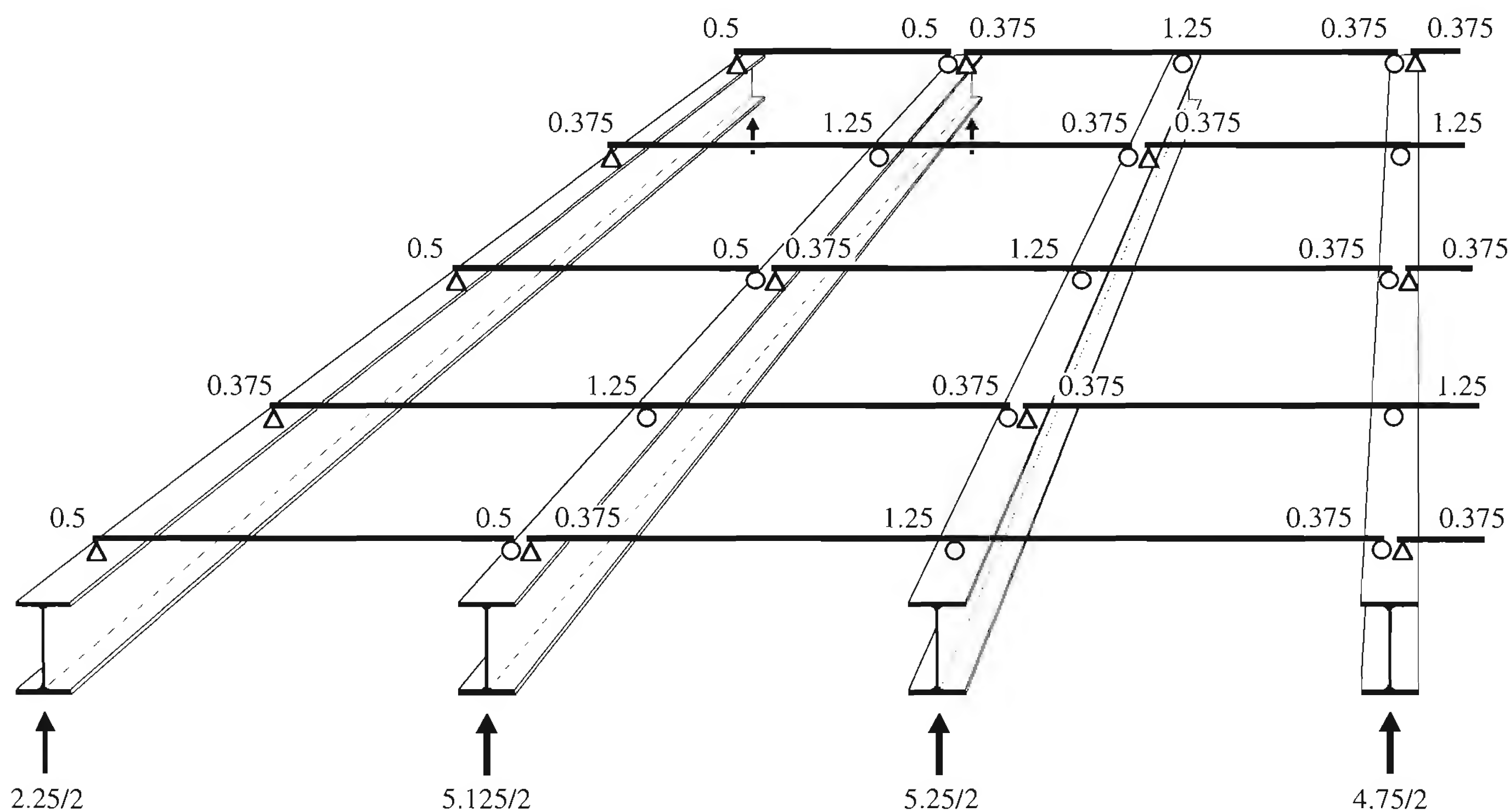


Fig. 8.4 Réactions d'appui d'un système de pannes à une et deux travées.

En cas de pannes continues sur toute la longueur, il faut se rappeler que le premier cadre intermédiaire est plus chargé par les pannes que les autres cadres, la réaction du premier appui intermédiaire

d'une poutre continue à travées égales étant plus grande que les suivantes. Il convient donc de prendre l'une des mesures suivantes :

- diminuer l'entraxe des deux cadres extrêmes, solution qui n'est pratiquement jamais réalisée;
- dimensionner les pannes en fonction de la travée de rive, ce qui conduit à surdimensionner les pannes des autres travées;
- dimensionner les pannes en fonction des travées intermédiaires et renforcer localement les pannes des travées de rive;
- changer de section pour les travées de rive.

8.2.4 Calcul des efforts intérieurs

Les efforts intérieurs dans les différentes sections d'une panne soumise à une charge donnée dépendent du système statique. Le tableau 8.5 présente, pour différents systèmes statiques de pannes (poutre simple, poutre continue), sous une charge uniformément répartie q sur toutes les travées :

Tableau 8.5 Flèche, efforts intérieurs et mécanisme de ruine de différents systèmes statiques de pannes.

	(a) Poutre simple	(b) Poutre continue, travée centrale	(c) Poutre continue (deux travées)
Charge q			
Système statique			
Flèche w	 $w_{max} = \frac{5 q l^4}{384 E I}$	 $w_{max} = \frac{q l^4}{384 E I}$	 $w_{max} = \frac{q l^4}{185 E I}$
Diagramme des moments M	 $M_{max} = \frac{q l^2}{8}$	 $M_{max}^- = -\frac{q l^2}{12}$ $M_{max}^+ = \frac{q l^2}{24}$	 $M_{max}^- = -\frac{q l^2}{8}$ $M_{max}^+ = 0.07 q l^2$
Diagramme des efforts tranchants V	 $R = V_{max} = \frac{q l}{2}$	 $V_{max} = \frac{q l}{2}$ $R = 2 V_{max} = q l$	 $V_A = 0.375 q l$ $V_{Bd} = V_{Bg} = 0.625 q l$ $R_A = V_A$ $R_B = 1.25 q l$
Mécanisme de ruine	 $q_u = \frac{8 M_{pl}}{l^2}$	 $q_u = \frac{16 M_{pl}}{l^2}$	 $q_u = \frac{11.67 M_{pl}}{l^2}$

- la valeur de la flèche maximale w_{max} ,
- le diagramme des moments de flexion M (calcul élastique),
- le diagramme des efforts tranchants V (calcul élastique),
- le mécanisme de ruine (calcul plastique).

Les diagrammes des moments de flexion et des efforts tranchants des poutres *cantilever*, de même que les diagrammes et les mécanismes des poutres continues soumises à d'autres types de charges (par exemple ponctuelles, réparties, sur une seule travée) peuvent facilement être déterminés par analogie (TGC vol. 1).

Le calcul des efforts intérieurs est en général effectué selon la *méthode plastique* pour les pannes en profilés laminés à chaud et selon la *méthode élastique* pour les pannes en profils minces formés à froid. Pour ces dernières, on peut appliquer par analogie les méthodes exposées pour les tôles profilées (§ 7.2.4).

8.2.5 Résistance en section

Profilés laminés à chaud

La résistance en section des pannes en profilés laminés à chaud est déterminée selon les méthodes exposées dans le TGC volume 10, chapitre 4. Les valeurs principales sont les suivantes :

- la résistance à un moment de flexion M_R (selon les deux axes principaux d'inertie),
- la résistance à un effort tranchant V_R ,
- dans une moindre mesure, la résistance à un effort normal N_R .

Au cas où plusieurs efforts agissent simultanément, on peut faire appel à des formules d'interaction. C'est le cas par exemple pour les pannes inclinées soumises à la flexion gauche (interaction entre M_y et M_z) et pour les pannes faisant partie d'un contreventement (interaction entre M_y et N ou entre M_y , M_z et N). Il faut également tenir compte, le cas échéant, de l'interaction entre le moment de flexion M et l'effort tranchant V .

Profils formés à froid

Les profils formés à froid les plus utilisés sont les pannes en C, en Σ et en Z (fig. 8.6). Il s'agit de profils non symétriques, ouverts et à paroi mince pour lesquels les hypothèses adoptées pour les profilés laminés à chaud ne sont a priori pas applicables, en particulier :

- la section droite n'est pas indéformable,
- la plastification totale de la section ne peut pas être atteinte.

Comme pour les tôles profilées, la résistance en section des profils minces est calculée sur la base d'une section efficace déterminée selon les indications du paragraphe 7.2.3. Pour être pleinement efficace, la section transversale d'une panne devrait donc comporter, dans la zone comprimée, des éléments plans d'élancement b/t limité ou des éléments avec raidisseurs. La figure 8.6 présente des exemples de sections droites de pannes en C et en Z conçues pour trois objectifs précis :

- être pleinement efficaces (présence de plis et de raidisseurs dans les éléments plans),
- ne pas subir de trop fortes sollicitations de torsion (centre de cisaillement situé près de la ligne de la charge),
- avoir leurs axes principaux d'inertie dans la direction de la charge (cas des pannes en Z).

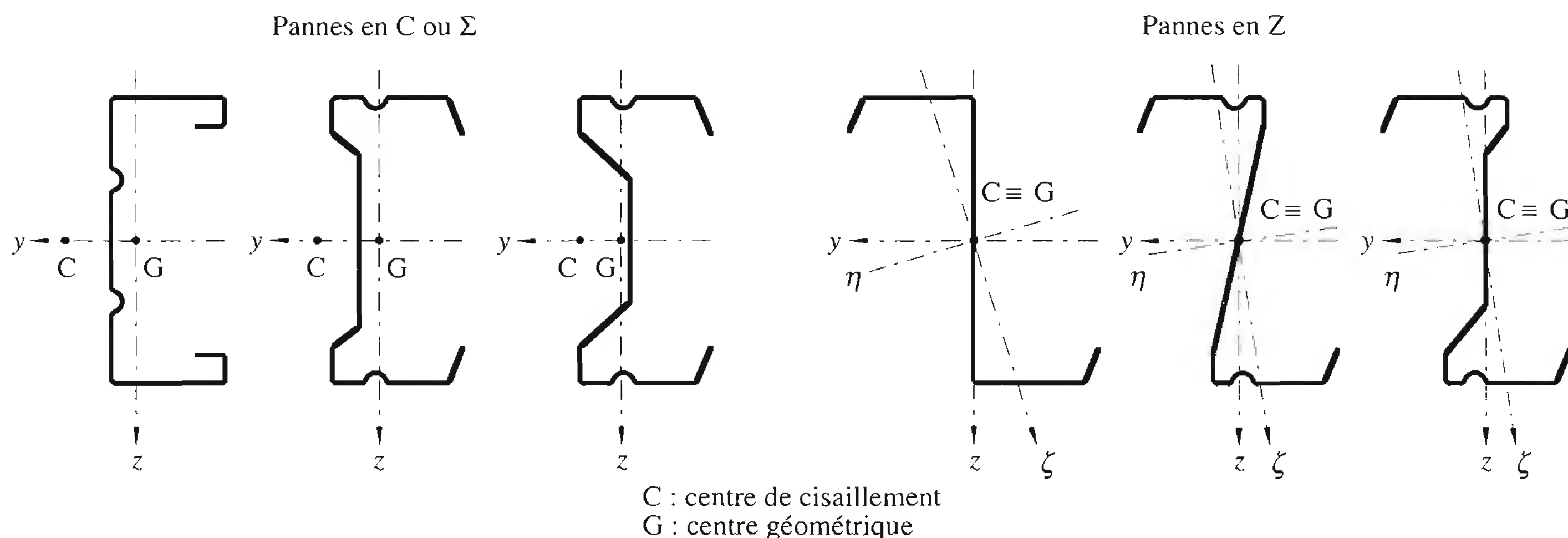


Fig. 8.6 Pannes en profils minces formés à froid.

Pour résister au mieux au déversement, les pannes en profils ouverts non symétriques doivent être tenues latéralement. La tôle profilée qui repose sur les pannes peut contribuer grandement à cette stabilité:

- elle maintient l'aile supérieure de la panne dans le plan de la toiture (fig. 8.7(a)) par sa résistance en cisaillement (effet diaphragme, § 14.4.1);
- elle stabilise partiellement l'aile inférieure libre, qui a tendance à se déplacer en direction de l'âme à cause du flux de cisaillement v_x non équilibré dans la jonction âme-aile (fig. 8.7(b)), par sa résistance à la flexion (effet d'encastrement de la panne dans la tôle).

L'introduction des charges, réalisée par la fixation de la tôle de toiture, doit être conçue de façon à éviter les phénomènes d'instabilité globale (déversement de la panne) ou les contraintes dues à la torsion du profil. Des fixations adéquates doivent donc garantir que les pannes ne peuvent se déplacer que perpendiculairement au plan de la toiture. Il suffit alors de déterminer la résistance en section des profils minces formés à froid selon l'axe de flexion y-y seulement, en général par un *calcul élastique*, pour reprendre la composante de la charge q_z (fig. 8.7(c)). L'utilisation de la *réserve plastique* demeure possible, de même qu'une certaine redistribution des moments de flexion sur appui intermédiaire, en utilisant par exemple un *calcul plastique* similaire à celui utilisé pour les tôles profilées (§ 7.2.4). La composante q_y de la charge dans le plan de la toiture est reprise par le diaphragme en tôle profilée.

8.2.6 Vérification de la sécurité structurale

Profils laminés à chaud

En pratique, la vérification des pannes est faite selon la méthode plastique-plastique; les méthodes élastique-élastique et élastique-plastique sont également applicables (TGC vol. 10, chap. 5 et 6).

La vérification d'une panne sollicitée en flexion simple selon un seul axe principal d'inertie se résume à la condition $M_d \leq M_{ply}/\gamma_R$. Si q_d est la valeur de dimensionnement de la charge correspondant à la situation de risque examinée, on aura par exemple, en cas de méthode plastique-plastique:

$$\text{pour la travée de rive:} \quad M_d = \frac{q_d l^2}{11.67} \leq \frac{M_{ply}}{\gamma_R} \quad (8.1)$$

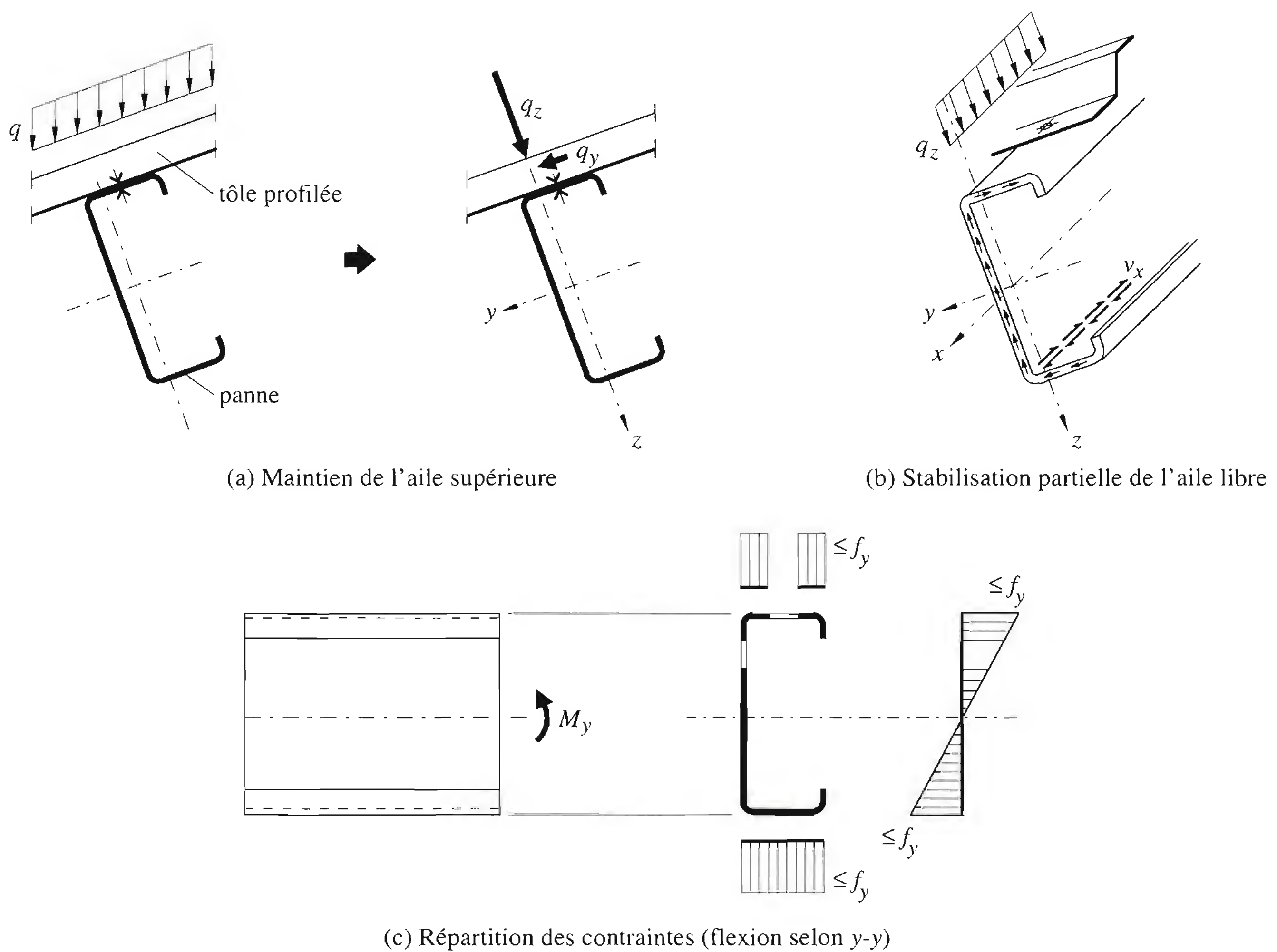


Fig. 8.7 Résistance en section d'un profil en C (flexion selon l'axe y-y).

pour les travées intermédiaires:
$$M_d = \frac{q_d l^2}{16} \leq \frac{M_{ply}}{\gamma_R} \quad (8.2)$$

Les dimensions de la section utilisée et les longueurs de déversement des éléments doivent évidemment satisfaire aux conditions d'élancement et de déversement autorisant l'utilisation de la méthode plastique-plastique (tableau 3a de la norme SIA 161 par exemple). Rappelons aussi qu'en travée, le déversement des pannes est en général empêché par la tôle de toiture de la halle. Si la panne est également sollicitée par un effort normal, on utilisera une formule d'interaction pour la flexion composée, par exemple la formule (6.16) du TGC volume 10:

$$\frac{N_d}{N_{Ky} / \gamma_R} + \frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_{cry}}} \frac{\omega_y M_{dy,max}}{M_{Ry} / \gamma_R} \leq 1.0 \quad (8.3)$$

ω_y : coefficient égal à 1.0 lorsque la barre est soumise à une charge transversale

M_{Ry} : résistance ultime plastique à la flexion selon l'axe y-y (TGC vol. 10, éq. (6.21))

Si la toiture est inclinée ou, de façon générale, lorsque les pannes sont sollicitées en flexion gauche, avec ou sans effort normal, la résistance ultime est donnée par une formule d'interaction pour la flexion gauche composée (interaction entre M_y , M_z et N), par exemple la formule (4.86) du TGC volume 10. Afin de réduire le moment de flexion autour de l'axe faible du profilé, des appuis intermédiaires (entre les traverses de cadre) peuvent être réalisés par des liernes (fig. 8.8) ou par la tôle de toiture. On aura donc une portée différente selon les axes y ou z . Pour le calcul des efforts intérieurs selon l'axe faible, il suffit de substituer, dans la formule donnant M_{dz} , l par $l/2$ ou $l/3$ selon que l'on a une ou deux liernes. Cette procédure est conservatrice, les conditions d'équilibre et de résistance étant remplies, mais le mécanisme de ruine n'est pas forcément atteint.

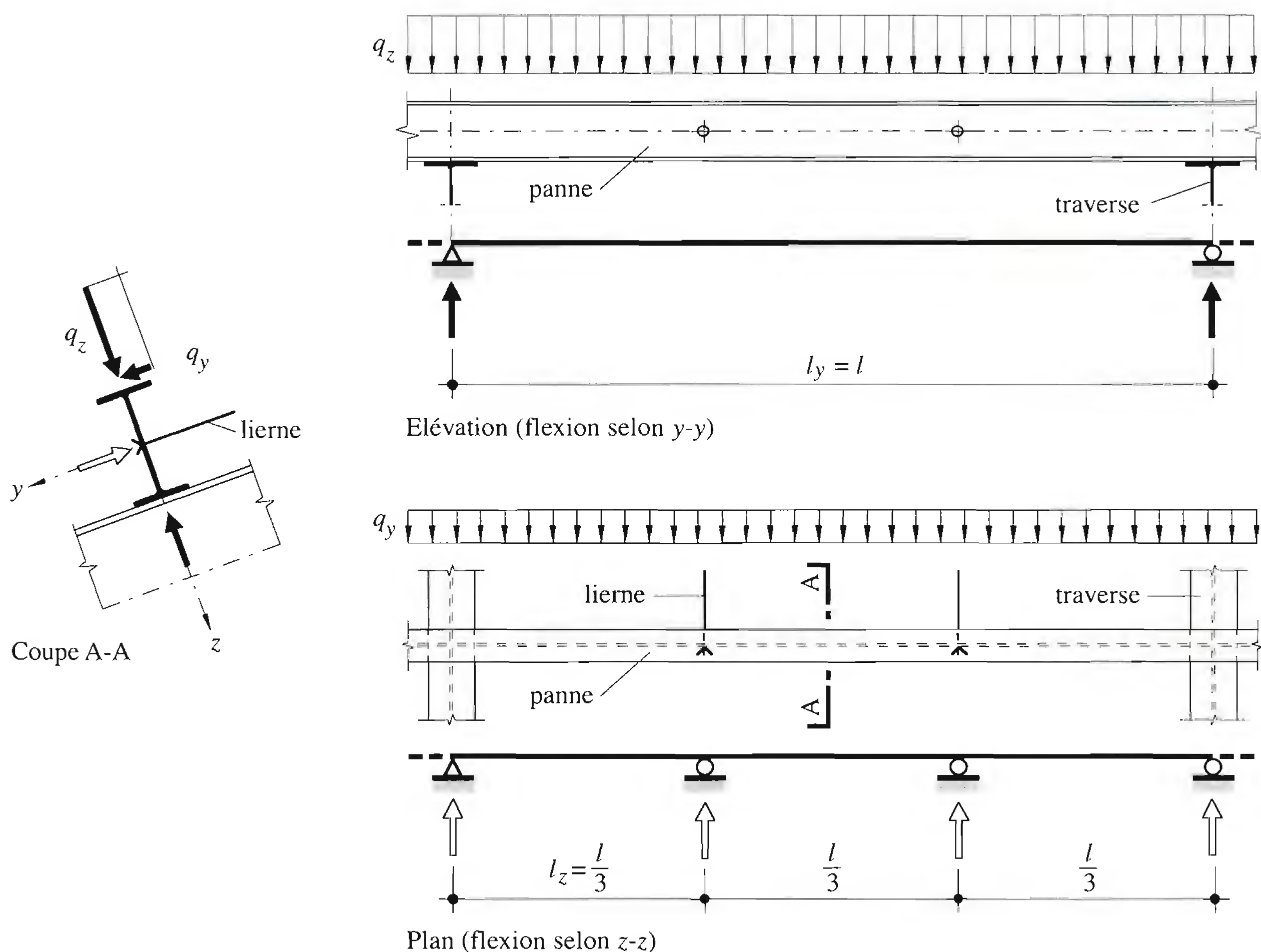


Fig. 8.8 Panne inclinée avec appuis latéraux par liernes.

Profils formés à froid

Examinons, pour une toiture inclinée, différentes situations possibles relatives au type de profil et au mode de fixation (fig. 8.9(a)), ainsi que les hypothèses simplificatrices qui peuvent être faites quant à la stabilité torsionnelle, au fonctionnement et au dimensionnement de la panne [8.1]. Considérons en particulier un profil en C formé à froid tenu latéralement par la tôle profilée fixée par vis ou par crochet et soumis à des charges descendantes (poids propre, neige, etc.) ou ascendantes (vent en dépression), fig. 8.9(b).

Lorsqu'une panne en C est soumise à une charge descendante Q , elle a tendance à tourner dans le sens indiqué sur la figure par une flèche, à cause du flux de cisaillement v_x (fig. 8.7(b)). Si la tôle est

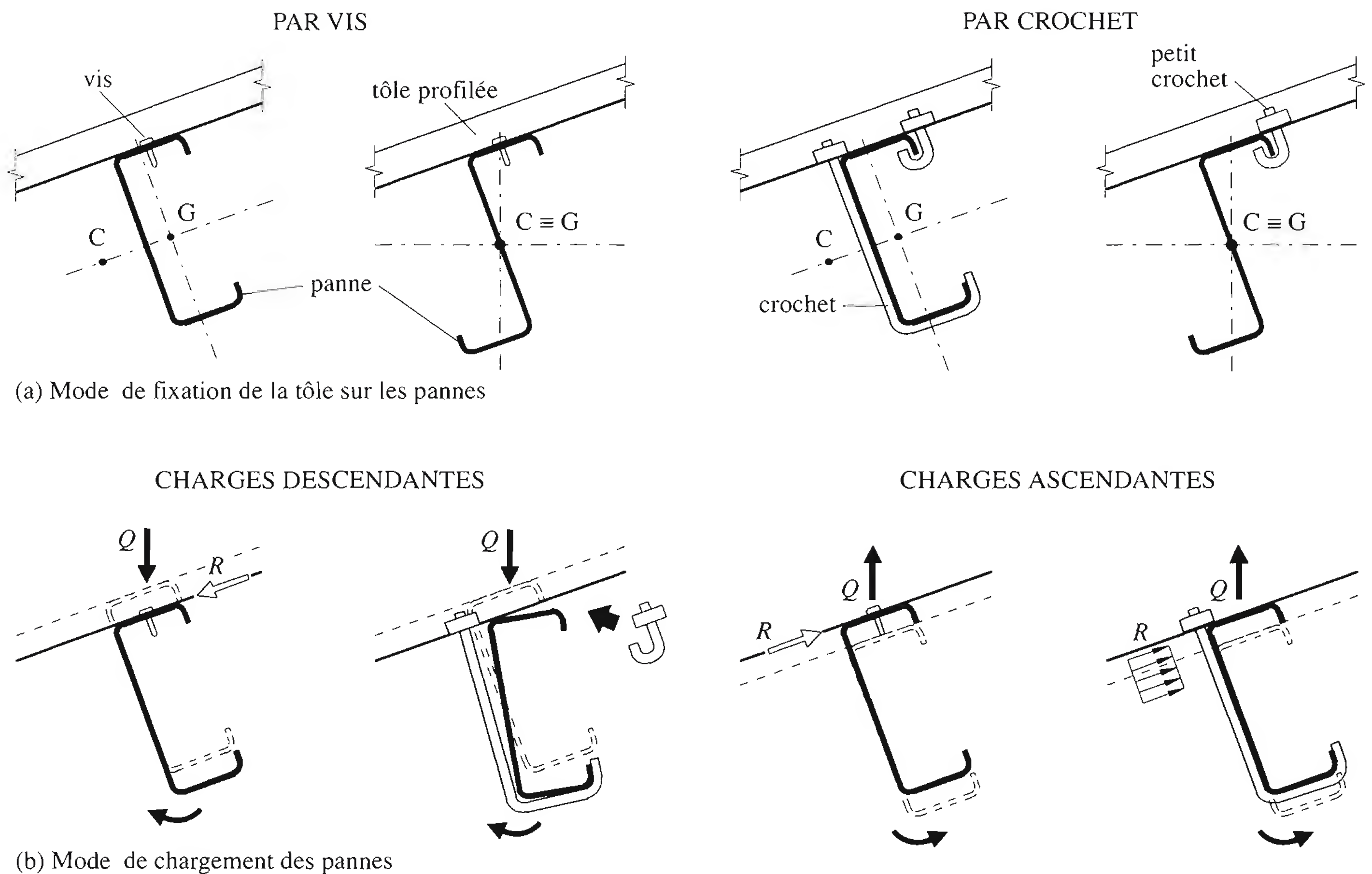


Fig. 8.9 Pannes maintenues par la tôle de toiture.

vissée, cette rotation est empêchée par une réaction R (située dans le plan de la toiture) reprise par cisaillement de la vis. Par contre, si la tôle est fixée par des crochets, la panne peut tourner car le frottement entre la panne et la tôle n'est pas capable de reprendre la composante R . Il faut alors envisager un dispositif empêchant cette rotation, par exemple un petit crochet fixant le bord tombé de l'aile supérieure du profil en C.

En cas de soulèvement dû au vent en dépression (charge ascendante), le profil tend à tourner en sens inverse par rapport au cas précédent, l'équilibre se faisant par une réaction R qui s'exerce à nouveau dans le sens opposé au déplacement possible. Si la tôle est vissée, la rotation est empêchée. Si la tôle est fixée par des crochets, la panne ne peut pas tourner car elle bute contre la tige du crochet. Dans les deux cas de charge, l'équilibre est atteint lorsque la résultante de Q et de R passe par le centre de cisaillement C de la section de la panne. Des précautions doivent être prises lors du montage des pannes et de la pose de la couverture pour éviter que des charges de construction ne créent des moments de torsion qui pourraient déplacer et déformer les pannes avant la fixation de la tôle.

Les mêmes raisonnements peuvent être tenus pour les pannes en Z à la différence près que les rotations auront lieu, pour les mêmes charges, dans le sens inverse de celui des pannes en C (le flux de cisaillement non équilibré dans la jonction âme-aile agit dans l'autre sens).

La vérification de la sécurité structurale des pannes en C ou en Z à paroi mince dont l'aile supérieure est tenue latéralement de façon continue par la tôle de couverture (fig. 8.10(a)), est effectuée, pour chaque situation de risque, selon une méthode élastique-élastique ou élastique-plastique, avec les hypothèses suivantes (Eurocode 3, partie 1-3 et [8.2]) (fig. 8.10(b)):

- les efforts intérieurs dus à la composante q_z de la charge sont repris par flexion et cisaillement de la section efficace selon l'axe $y-y$; un éventuel effort normal N_x est également repris par cette section;
- les efforts intérieurs dus à la composante q_y sont repris directement par la tôle de toiture dans son plan;
- l'effet de la torsion du profil et de la flexion latérale de l'aile inférieure non tenue est remplacé par une charge fictive latérale q_{lat} agissant sur une aile équivalente.

La section de cette aile équivalente (fig. 8.10(c)) est composée de l'aile inférieure (non réduite) et d'une hauteur d'âme égale à $h/6$. L'effort rasant v_x (ou flux de cisaillement) à la jonction âme-aile est donné par l'expression suivante:

$$v_x = \frac{V_z S_f}{I_{y,ef}} \quad (8.4)$$

V_z : effort tranchant dans la section

S_f : moment statique de l'aire de l'aile équivalente par rapport à l'axe $y-y$

$I_{y,ef}$: moment d'inertie de la section efficace de la panne par rapport à l'axe $y-y$

La flexion latérale de l'aile inférieure est due au fait que cet effort rasant v_x est appliqué avec une excentricité e par rapport à l'axe vertical de gravité de l'aile équivalente. La charge fictive latérale q_{lat} est donnée par l'expression suivante:

$$q_{lat} = \frac{S_f e}{I_{y,ef}} q_z = k_{lat} q_z \quad (8.5)$$

k_{lat} : coefficient dépendant de la géométrie de la panne et du sens d'application de la charge q_z ; l'Eurocode 3, partie 1-3, donne les valeurs de k_{lat} pour les sections usuelles en C et en Z.

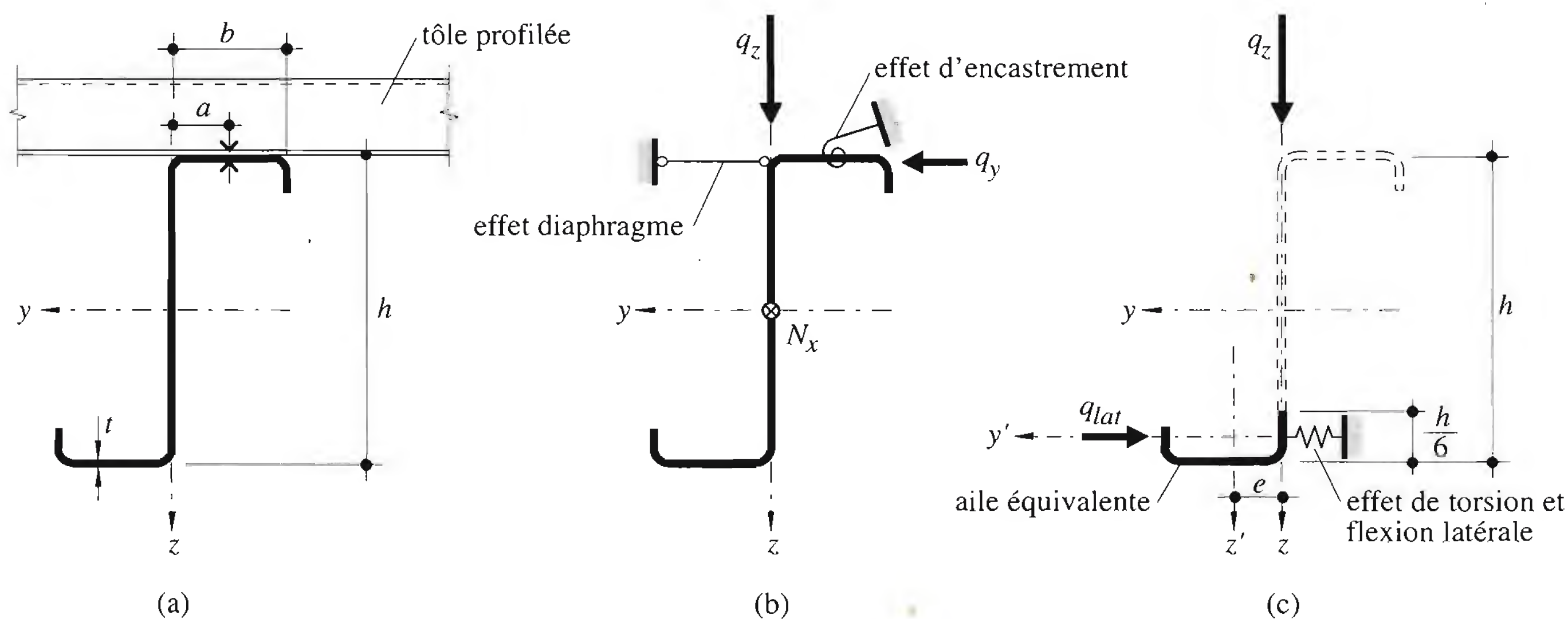


Fig. 8.10 Modélisation des profils formés à froid.

La *vérification de la résistance d'une panne à paroi mince* consiste à s'assurer, par un calcul élastique des contraintes, que l'inégalité suivante est satisfaite :

$$\sigma_{dx} = \frac{N_d}{A_{ef}} + \frac{M_{dy}}{I_{y,ef}} z - \frac{M_{dz,f}}{I_{z'}} y' \leq \frac{f_y}{\gamma_R} \quad (8.6)$$

- N_d : valeur de dimensionnement de l'effort normal
- A_{ef} : aire de la section efficace de la panne en compression uniforme
- M_{dy} : valeur de dimensionnement du moment de flexion dû à la composante de la charge dans la direction de l'âme (q_z)
- $I_{y,ef}$: moment d'inertie de la section efficace de la panne
- z : coordonnée du point vérifié par rapport à l'axe y-y
- $M_{dz,f}$: valeur de dimensionnement du moment de flexion latérale
- $I_{z'}$: module de résistance en flexion autour de l'axe $z'-z'$ de l'aile équivalente
- y' : coordonnée du point vérifié par rapport à l'axe $z'-z'$ ($y' = y - e$)

Les contraintes calculées sont positives en traction et négatives en compression. Le moment de flexion latérale $M_{dz,f}$ représente l'effet de la sollicitation en torsion ou en flexion transversale du profil ; cet effort agit sur l'aile équivalente non tenue considérée comme une poutre horizontale sur un support élastique. Il dépend du système statique de la panne (poutre simple ou continue), de la position de la section à vérifier (en travée ou sur appui) et de la constante de ressort du support élastique. Il peut être pris égal à zéro lorsque l'aile non tenue est en traction. L'Eurocode 3, partie 1-3, donne les indications nécessaires au calcul de ce moment.

La *vérification du déversement d'une panne à paroi mince* est remplacée par la vérification au flambage latéral de l'aile comprimée, exprimée par :

$$\sigma_{dx} = \frac{1}{\kappa} \left[\frac{N_d}{A_{ef}} + \frac{M_{dy}}{I_{y,ef}} z \right] - \frac{M_{dz,f}}{I_{z'}} y' \leq \frac{f_y}{\gamma_R} \quad (8.7)$$

Le coefficient de flambage κ de l'aile libre comprimée est donné par les courbes de flambage en fonction de l'élancement $\bar{\lambda}_K$ (TGC vol. 10, sect. 6.6). L'Eurocode 3, partie 1-3, donne la formule permettant de déterminer la longueur de flambage l_{fz} de l'aile comprimée à prendre en considération.

8.2.7 Vérification de l'aptitude au service

La vérification de l'aptitude au service consiste à s'assurer que les déformations de la panne, sous l'effet des charges de service, ne provoquent pas de désordre dans la couverture ni dans l'étanchéité de la toiture. Cette exigence, exprimée par une condition de flèche limite, est très souvent déterminante pour le dimensionnement des pannes. Ainsi, la flèche due à une charge variable de courte durée $q_{ser,court}$ (neige, vent) ne devrait pas dépasser une valeur limite :

$$w_4 = w(q_{ser,court}) \leq w_{lim} \quad (8.8)$$

On peut utiliser comme valeur limite de la flèche la valeur indicative donnée par la norme SIA 160 pour les éléments de construction secondaires de bâtiment:

$$w_{lim} = \frac{l}{200} \quad (8.9)$$

Selon le type de couverture utilisé (voir aussi tab. 7.14), cette valeur indicative peut être trop ou pas assez restrictive.

8.3 Ossature de façade

8.3.1 Fonctions de l'ossature de façade

Comme nous l'avons vu au chapitre 5, l'ossature de façade comprend des éléments secondaires horizontaux et verticaux qui permettent la fixation des éléments de façade et la transmission des efforts jusqu'aux éléments principaux de la structure (fig. 5.13). Cette ossature est essentiellement sollicitée par le vent qui agit sur la façade et par le poids des éléments de façade. Elle est généralement composée des *filières* (ou traverses) et des montants. Les *filières* sont les éléments horizontaux et continus de l'ossature, passant à l'extérieur des montants de cadre sur lesquels elles s'appuient. Si les *filières* sont situées entre les montants, elles sont alors interrompues et deviennent des *traverses de façade* en poutre simple. Les *montants de façade* sont les éléments verticaux de l'ossature, situés entre les montants de cadre.

En plus de leur fonction porteuse de la façade, certaines *filières* peuvent être utilisées simultanément comme barres de contreventement ou comme éléments de stabilisation des montants de cadre dans le plan de la façade. Si la façade est constituée d'éléments composites montés sur place (plateaux horizontaux, isolation et tôle nervurée verticale) ou préfabriqués (panneaux sandwichs), les *filières*, traverses ou montants de façade ne sont plus forcément nécessaires.

Cette section concerne les ossatures de façades légères de halle (fig. 5.12(a)), ou de bâtiment métallique (fig. 5.22 et 5.23), constituées d'éléments tels que panneaux de verre, de métal ou de fibres de béton. Elle ne s'applique donc pas aux façades lourdes composées de panneaux préfabriqués en béton ou de briques qui ne comportent en général pas d'ossature secondaire (fig. 5.12(b)).

8.3.2 Charges à considérer

Filières et traverses

Les *filières* et traverses sont des poutres fléchies destinées à reprendre essentiellement les efforts dus au vent agissant perpendiculairement à la façade, en pression ou en dépression (fig. 8.11(a)). Elles sont en général disposées de manière à présenter leur moment de résistance maximal dans le plan horizontal. En outre, elles supportent également leur poids propre et le poids des éléments de façade. Elles sont donc soumises à l'effet conjugué de flexions horizontale et verticale. Leurs assemblages doivent être capables de résister aux réactions d'appui agissant horizontalement dans les deux sens ainsi qu'aux réactions verticales.

En ce qui concerne les plateaux (fig. 8.11(b)) et les panneaux (fig. 8.11(c)), leur rigidité flexionnelle dans le plan vertical est grande et, de plus, ils sont emboîtés les uns dans les autres. Par conséquent, les contraintes dues aux charges verticales (poids propre) sont faibles et en général négligeables. On admet

alors qu'ils sont soumis uniquement à l'effet du vent (pression ou dépression). De plus, les façades composées de bardage, plateaux ou panneaux en tôle profilée peuvent agir comme des diaphragmes résistant aux efforts dans leur plan et peuvent ainsi remplacer un contreventement formé de barres triangulées (chap. 14).

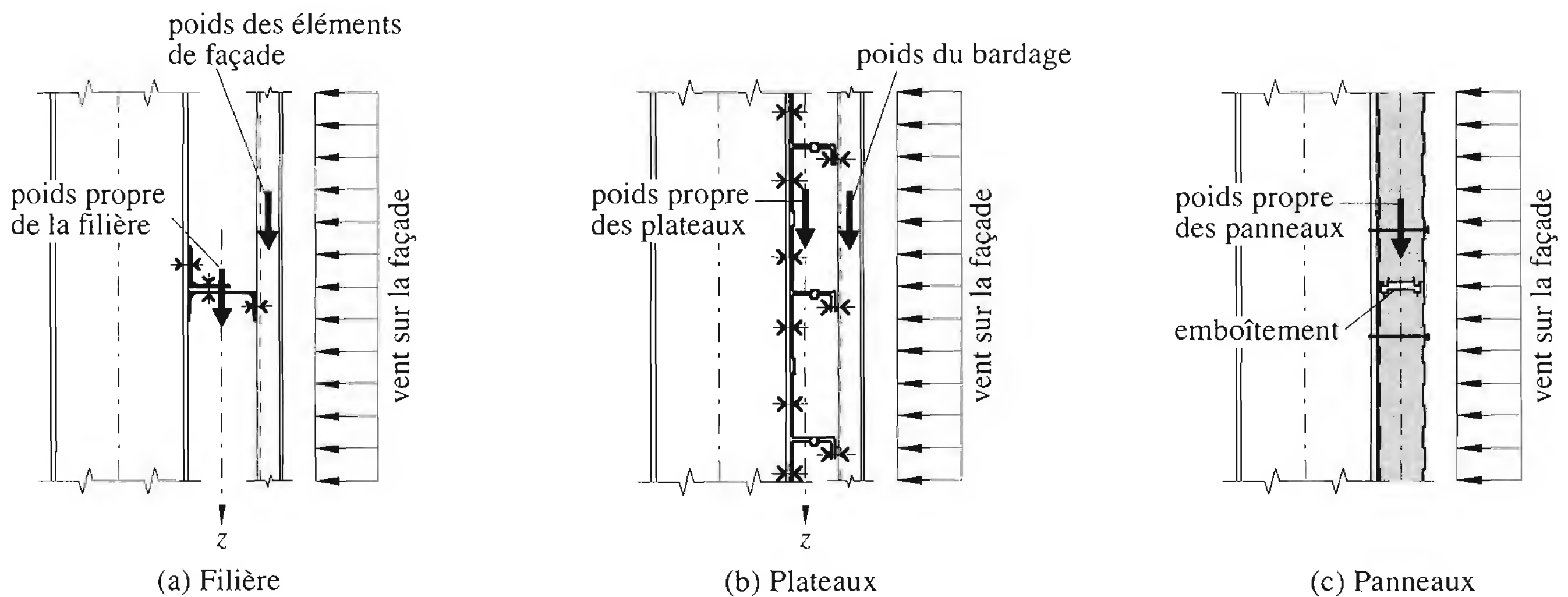


Fig. 8.11 Sollicitations des filières, plateaux et panneaux de façade.

Montants

Les montants sont des barres verticales, sollicitées en flexion par les réactions d'appui horizontales des filières ou des plateaux sous l'effet du vent. L'effort normal dans les montants provient du poids propre de la façade (réactions verticales des filières) ainsi que de la réaction de la panne sablière au cas où celle-ci s'appuie sur le montant. Cependant, pour éviter que les montants soient sollicités par des efforts axiaux importants induits par des déformations de la toiture, les assemblages boulonnés entre les montants et la panne sablière ou entre les montants et la traverse du cadre-pignon doivent être réalisés avec un jeu au moyen de trous allongés (fig. 5.13(d)) permettant ainsi le mouvement vertical.

8.3.3 Système statique

Le système statique des filières est en général la poutre continue. En adoptant ce système statique, on réduit les flèches et la longueur de déversement. Les traverses de façade sont assimilées à des poutres simples. Dans les halles, les montants de façade sont conçus comme des barres biarticulées comprimées et fléchies. Leur déversement peut être empêché par les filières (ou par les traverses) à condition que ces dernières soient reliées à un contreventement vertical de la halle créant un appui horizontal. En ce qui concerne la flexion autour de l'axe horizontal des filières, des suspentes éventuelles peuvent constituer des appuis intermédiaires. Les remarques formulées pour les pannes (§ 8.2.3) au sujet des systèmes statiques et de l'emplacement des joints de montage sont également valables pour les filières.

8.3.4 Vérification de la sécurité structurale

Filières et traverses

Les filières sont en général des sections non bisymétriques, telles que les profils C, Z ou L, laminées à chaud ou formées à froid. Elles sont sollicitées par l'effet conjugué de la flexion due au vent (horizon-

tale) et de la flexion due au poids propre (verticale). Comme en plus le bardage est souvent fixé sur leur aile extérieure (fig. 8.11(a)), les filières sont également sollicitées en torsion. En cas de réduction de la flexion autour de l'axe faible des filières par des suspentes, la reprise du cumul des réactions d'appui des suspentes doit être assurée par la filière supérieure ou par la panne sablière.

La vérification de la sécurité structurale s'effectue en général à l'aide de la méthode élastique-élastique. La formule d'interaction est donc celle du cumul des contraintes élastiques, considérées avec leur signe (traction positive, compression négative):

$$\sigma_{dx} = \frac{N_d}{A} + \frac{M_{dy}}{I_y} z - \frac{M_{dz}}{I_z} y \leq \frac{f_y}{\gamma_R} \quad (8.10)$$

- M_{dy} : valeur de dimensionnement du moment de flexion dû au vent (horizontal)
- M_{dz} : valeur de dimensionnement du moment dû au poids propre (vertical)
- N_d : valeur de dimensionnement de l'effort normal dans la filière (dû à un effet de contre-ventement ou à un effet stabilisateur des poteaux par exemple)
- A, I_y, I_z : valeurs des caractéristiques des sections dépendant du profil choisi
- y, z : coordonnées du point vérifié

Si la méthode élastique-plastique est utilisée (profilés laminés à chaud bisymétriques), la vérification peut s'effectuer à l'aide d'autres formules d'interaction (TGC vol. 10, chap. 5 et 6), dépendant des conditions du tableau 3b de la norme SIA 161.

La *vérification de la stabilité* d'une filière en double té peut être effectuée en utilisant la formule (48) de la norme SIA 161, applicable si le flambage hors du plan et le déversement ne sont pas empêchés.

Plateaux

Etant donné que les plateaux sont des éléments minces formés à froid, leur résistance à la flexion est en général donnée par les fabricants sous forme de moment limite élastique. De plus, comme les profils ne sont pas symétriques selon l'axe $z-z$ (fig. 8.11(b)), les moments résistants *positif* et *négatif* sont différents. Il faut donc être attentif à la position des plateaux sur la façade, notamment par rapport à l'effet du vent (pression ou dépression).

Montants

Les montants (barres verticales biarticulées) sont sollicités par les réactions horizontales des filières, traverses ou plateaux qui leur sont attachés. Ils sont donc essentiellement fléchis selon l'axe fort par un moment M_y et accompagné d'un petit effort normal N . Il n'y a en principe pas de flexion selon l'axe faible M_z . La vérification peut être effectuée selon la méthode élastique-plastique pour autant que la section soit en double té bisymétrique et que les conditions du tableau 3b de la norme SIA 161 soient remplies. Si tel est le cas, le moment plastique vaut (TGC vol. 10, éq. (4.83)):

$$M_{ply, N} = \left(1 - \frac{N_d}{N_{pl}/\gamma_R} \right) \left(\frac{1}{1 - \frac{A_w}{2A}} \right) M_{ply} \leq M_{ply} \quad (8.11)$$

La vérification à effectuer est alors :

$$M_d \leq \frac{M_{ply,N}}{\gamma R} \quad (8.12)$$

L'ensemble des relations citées ci-dessus ne sont applicables que si la barre vérifiée est de section constante. Pour les barres de section variable, ou chargée par tronçon, on peut se référer au paragraphe 12.4.3.

8.3.5 Vérification de l'aptitude au service

Les filières et montants doivent être dimensionnés en tenant compte des valeurs limites des déformations et déplacements des éléments de façade (voir aussi tab. 7.14), afin de garantir un bon fonctionnement des parties mécaniques (portes et fenêtres) de ces éléments. Il faut également respecter les exigences relatives aux déformations des vitrages qui sont fixés directement sur l'ossature ou qui font partie des éléments de façade.

En flexion horizontale, la flèche des filières, plateaux ou montants est calculée avec la charge de vent en service et ne doit pas dépasser une certaine valeur limite (par exemple $l/150$). En flexion verticale, la flèche des filières ou des traverses est calculée sous l'effet de leur poids propre et du poids de la façade. Elle ne doit pas dépasser une certaine valeur limite (par exemple $l/200$). Si c'est le cas, on peut placer des suspentes (par exemple à mi-portée) pour créer un appui intermédiaire. Il est également possible de donner une contreflèche à ces éléments.

8.4 Exemples numériques

8.4.1 Dimensionnement d'une panne

Données

Soit la halle présentée au paragraphe 6.9.1 et pour laquelle les charges et actions ont été définies au paragraphe 6.9.2. Il s'agit dans cet exemple de dimensionner les pannes de cette halle, écartées de 1.9 m dans le plan incliné de la toiture (pente $\beta = 9.5^\circ$).

Systèmes statiques

Dans un plan perpendiculaire au plan de la toiture, le système statique de chaque panne est la poutre continue appuyée tous les 6 m sur les traverses de cadre. Dans le plan incliné de la toiture, trois variantes de système statique sont envisagées : (1) la poutre continue appuyée tous les 2 m sur les traverses de cadre et sur deux tirants intermédiaires ; (2) la poutre continue appuyée tous les 6 m sur les traverses, mais sans tirants ; (3) les pannes sont tenues de façon continue par la tôle profilée de toiture qui constitue un diaphragme. Seules les deux premières variantes seront traitées dans cet exemple. De plus, nous faisons les hypothèses suivantes :

- La tôle de toiture empêche la torsion de la panne due à l'excentricité des charges.
- La tôle de toiture empêche également le déversement des pannes (attention au soulèvement car, en travée, l'aile inférieure comprimée n'est alors pas tenue latéralement).

Charges à considérer

Poids propre des pannes continues (IPE 160) : $g_a = 0.16 \text{ kN/m}$

Poids propre des éléments non porteurs (poids total de la couverture 500 N/m²), charge linéique sur les pannes :

$$q_{fin} = 0.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.9 \text{ m} = 0.95 \text{ kN/m}$$

Neige (par unité de surface horizontale $q_{r,horiz} = 1.28 \text{ kN/m}^2$), charge linéique verticale sur les pannes :

$$q_{r,s} = 1.28 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.9 \text{ m} = 2.43 \text{ kN/m}$$

Vent (dépression extérieure maximale en toiture $q_e = -0.99 \text{ kN/m}^2$), charge linéique perpendiculaire sur les pannes :

$$q_{r,w} = -0.99 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.9 \text{ m} = -1.9 \text{ kN/m}$$

Comme la toiture est inclinée, les pannes sont sollicitées en flexion gauche (fig. 8.12).

Selon l'axe fort (y-y) de la panne, les charges sont les suivantes, respectivement :

$$g_a \cos \beta, q_{fin} \cos \beta, q_{r,s} \cos \beta, q_{r,w}$$

Selon l'axe faible (z-z), elles sont, respectivement :

$$g_a \sin \beta, q_{fin} \sin \beta, q_{r,s} \sin \beta$$

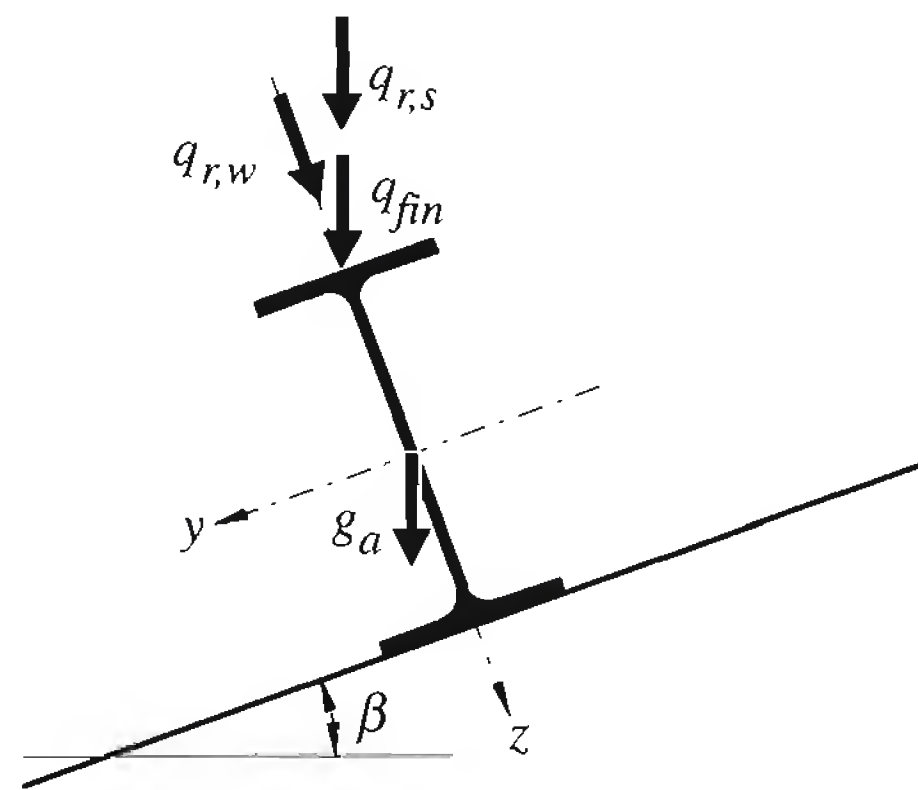


Fig. 8.12 Composantes des charges sur la panne.

Situations de risque

Les deux situations de risque suivantes sont considérées :

N° 1 : Neige prépondérante : $1.3 g_a + 1.3 q_{fin} + 1.5 q_{r,s}$

N° 2 : Vent prépondérant (soulèvement de la toiture), le poids propre de l'élément porteur influence donc favorablement la sécurité structurale ($\gamma_{G,min} = 0.8$) : $0.8 g_a + 1.3 q_{fin} + 1.5 q_{r,w}$

Efforts intérieurs

Nous choisissons d'effectuer un calcul plastique des efforts intérieurs.

- Situation de risque n° 1 : neige prépondérante

- selon l'axe fort (fig. 8.13(a)) :

$$q_{dy} = 1.3 \cdot 0.16 \text{ kN/m} \cdot \cos 9.5^\circ + 1.3 \cdot 0.95 \text{ kN/m} \cdot \cos 9.5^\circ + 1.5 \cdot 2.43 \text{ kN/m} \cdot \cos 9.5^\circ$$

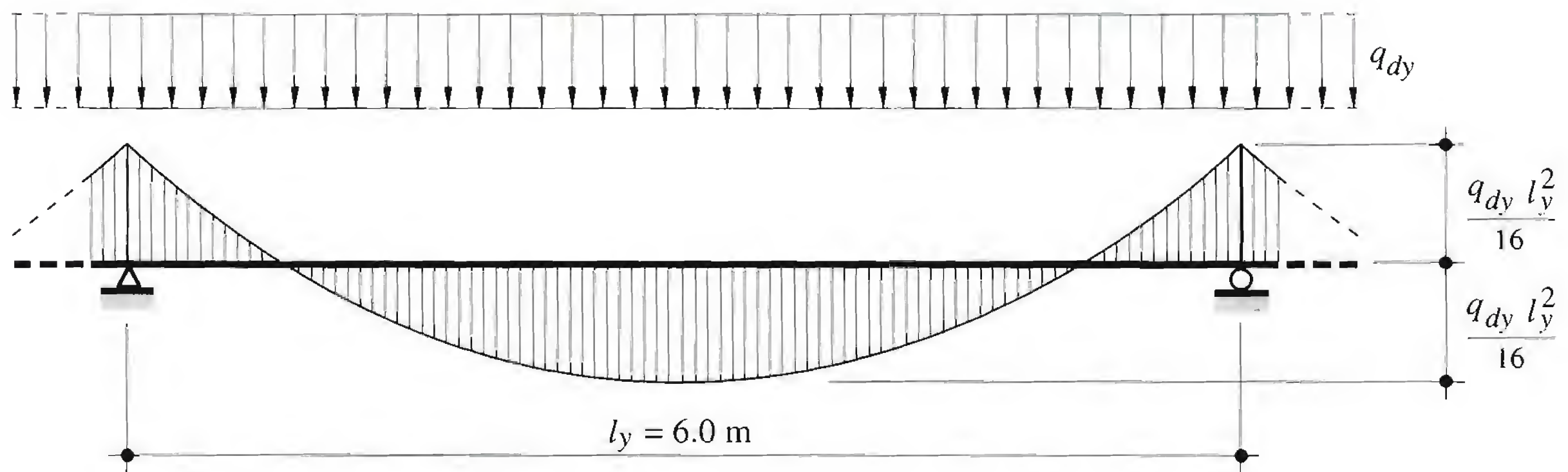
$$= 5.0 \text{ kN/m}$$

$$M_{dy} = \frac{q_{dy} l_y^2}{16} = \frac{5.0 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2}{16} = 11.3 \text{ kNm}$$

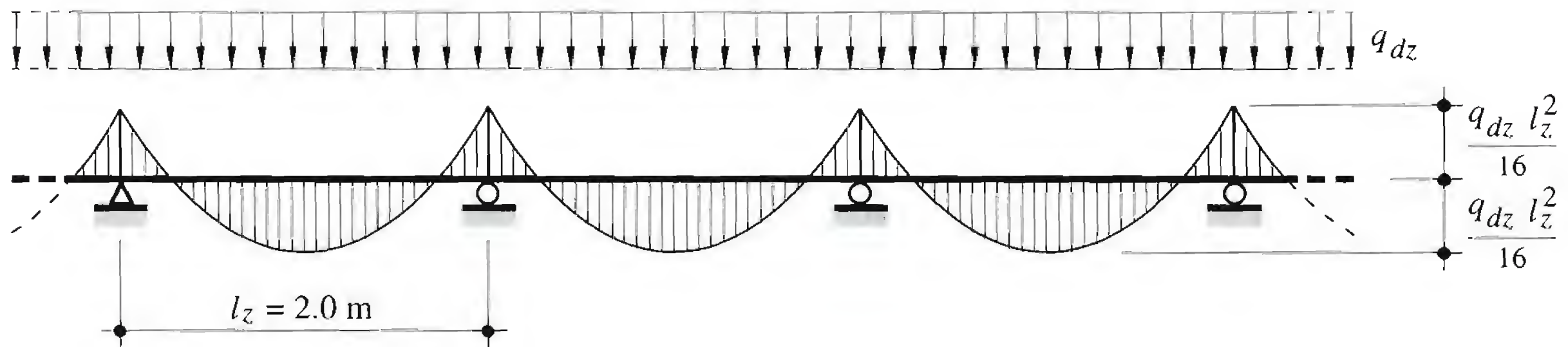
- selon l'axe faible, variante (1) avec tirants (fig. 8.13(b)) :

$$q_{dz} = 1.3 \cdot 0.16 \text{ kN/m} \cdot \sin 9.5^\circ + 1.3 \cdot 0.95 \text{ kN/m} \cdot \sin 9.5^\circ + 1.5 \cdot 2.43 \text{ kN/m} \cdot \sin 9.5^\circ$$

$$= 0.84 \text{ kN/m}$$



(a) Selon l'axe fort



(b) Selon l'axe faible

Fig. 8.13 Systèmes statiques et efforts.

$$M_{dz} = \frac{q_{dz} l_z^2}{16} = \frac{0.84 \text{ kN/m} (2 \text{ m})^2}{16} = 0.21 \text{ kNm}$$

- selon l'axe faible, variante (2) sans tirant:

$$M_{dz} = \frac{0.84 \text{ kN/m} (6 \text{ m})^2}{16} = 1.9 \text{ kNm}$$

- Situation de risque n° 2: vent prépondérant (soulèvement)

- selon l'axe fort:

$$q_{dy} = 0.8 \cdot 0.16 \text{ kN/m} \cdot \cos 9.5^\circ + 1.3 \cdot 0.95 \text{ kN/m} \cdot 9.5^\circ + 1.6 (-1.9 \text{ kN/m})$$

$$= -1.51 \text{ kN/m}$$

$$M_{dy} = \frac{q_{dy} l_y^2}{16} = - \frac{1.51 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2}{16} = -3.40 \text{ kNm}$$

- selon l'axe faible, avec tirants:

$$q_{dz} = 1.3 \cdot 0.16 \text{ kN/m} \cdot \sin 9.5^\circ + 1.3 \cdot 0.95 \text{ kN/m} \cdot \sin 9.5^\circ = 0.24 \text{ kN/m}$$

$$M_{dz} = \frac{0.24 \text{ kN/m} \cdot (2 \text{ m})^2}{16} = 0.06 \text{ kNm}$$

- selon l'axe faible, sans tirant:

$$M_{dz} = \frac{0.24 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2}{16} = 0.54 \text{ kNm}$$

- La situation de risque n° 1 est déterminante.

Sécurité structurale

La vérification de la sécurité structurale est faite selon la méthode plastique-plastique. La section étant sollicitée en flexion gauche (interaction M_{dy} - M_{dz}), la vérification de la panne (IPE 160) se fait par exemple selon la formule (42) de la norme SIA 161 :

$$\left(\frac{M_{dy}}{M_{ply,N} / \gamma_R} \right)^2 + \left(\frac{M_{dz}}{M_{plz,N} / \gamma_R} \right)^\alpha \leq 1$$

$\alpha = 1.1$ ($N_d = 0$); $\gamma_R = 1.1$

- Vérification de la panne avec tirants

$$M_{ply,N} = M_{ply} = f_y Z_y = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 124 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 29.1 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 29.1 \text{ kNm}$$

$$M_{plz,N} = M_{plz} = f_y Z_z = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 26.1 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 6.1 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 6.1 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{11.3 \text{ kNm}}{29.1 \text{ kNm} / 1.1} \right)^2 + \left(\frac{0.21 \text{ kNm}}{6.1 \text{ kNm} / 1.1} \right)^{1.1} = 0.21 < 1$$

La sécurité structurale est également vérifiée avec un IPE 120 ($0.81 < 1$)

- Vérification de la panne sans tirants

$$\left(\frac{11.3 \text{ kNm}}{29.1 \text{ kNm} / 1.1} \right)^2 + \left(\frac{1.9 \text{ kNm}}{6.1 \text{ kNm} / 1.1} \right)^{1.1} = 0.49 < 1$$

La sécurité structurale est également vérifiée avec un IPE 140 ($0.79 < 1$)

Un IPE 120 avec 2 tirants intermédiaires est la solution la plus légère. Si l'on préfère éviter les coûts liés aux tirants, on obtient un profilé légèrement plus lourd (IPE 140). Nous choisissons ici un IPE 140. Pour les travées de rive, l'aptitude au service est déterminante. Nous renforçons donc ces travées en disposant un profilé HEB 140 à la place du IPE 140 (même hauteur).

Aptitude au service

Il s'agit ici de vérifier la flèche verticale maximale de la travée de rive des pannes HEB 140. L'influence favorable des tôles de toiture sur la flèche des pannes est négligée.

- Contreflèche

$$w_1 = 0$$

- Flèche due au poids propre de la panne $g_a = 0.34 \text{ kN/m}$ et au poids des éléments non porteurs

$$q_{fin} = 0.95 \text{ kN/m}$$

– selon l'axe fort:

$$w'_2 = \frac{2.5 (g_a + q_{fin}) \cos \beta l_y^4}{384 E I_y}$$

$$= \frac{2.5 (0.34 + 0.95) \text{ N/mm} \cdot \cos 9.5^\circ \cdot (6000 \text{ mm})^4}{384 \cdot 210\,000 \text{ N/mm}^2 \cdot 15.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 3.4 \text{ mm}$$

– selon l'axe faible:

$$w''_2 = \frac{2.5 (g_a + q_{fin}) \sin \beta l_z^4}{384 E I_z}$$

$$= \frac{2.5 (0.34 + 0.95) \text{ N/mm} \cdot \sin 9.5^\circ \cdot (6000 \text{ mm})^4}{384 \cdot 210\,000 \text{ N/mm}^2 \cdot 5.50 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 1.6 \text{ mm}$$

- addition vectorielle:

$$w_2 = \sqrt{w_2'^2 + w_2''^2} = \sqrt{(3.4 \text{ mm})^2 + (1.6 \text{ mm})^2} = 3.8 \text{ mm}$$

- Flèche due à une action variable de courte durée (neige) $q_{ser,court} = q_r = 2.43 \text{ kN/m}$

- selon l'axe fort:

$$w_4' = \frac{2.5 \cdot 2.43 \text{ N/mm} \cdot \cos 9.5^\circ \cdot (6000 \text{ mm})^4}{384 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 15.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 6.4 \text{ mm}$$

- selon l'axe faible:

$$w_4'' = \frac{2.5 \cdot 2.43 \text{ N/mm} \cdot \sin 9.5^\circ \cdot (6000 \text{ mm})^4}{384 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 5.50 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 2.9 \text{ mm}$$

- addition vectorielle:

$$w_4 = \sqrt{w_4'^2 + w_4''^2} = \sqrt{(6.4 \text{ mm})^2 + (2.9 \text{ mm})^2} = 7.0 \text{ mm}$$

- Vérifications

- aspect, aptitude au fonctionnement:

$$w_1 + w_2 + w_4 = 0 \text{ mm} + 3.8 \text{ mm} + 7.0 \text{ mm}$$

$$= 10.8 \text{ mm} < w_{lim} < \frac{l}{150} = \frac{6000 \text{ mm}}{150} = 40 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

- rigidité suffisante:

$$w_4 = 7.0 \text{ mm} < w_{lim} < \frac{l}{200} = \frac{6000 \text{ mm}}{200} = 30 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

8.4.2 Dimensionnement d'une filière

Données

Il s'agit de dimensionner les filières de la halle présentée au paragraphe 6.9.1 et pour laquelle les charges et actions ont été définies au paragraphe 6.9.2. Les filières sont écartées de $a_a = 2.0 \text{ m}$.

Système statique

Le système statique de la filière est la poutre continue appuyée tous les 6 mètres aussi bien dans le plan horizontal que vertical. Nous faisons les hypothèses suivantes:

- Le panneau de façade reprend le moment de torsion dû à l'excentricité des charges.
- Le déversement de la filière est empêché par le panneau de façade en cas de vent en pression. En cas de vent en dépression, le déversement n'est pas empêché.

Charges à considérer

Poids propre des filières continues (IPE 140): $g_a = 0.129 \text{ kN/m}$

Poids propre des éléments non porteurs (panneau sandwich Montanatherm MTW LL 100/1150):

$$m = 14.04 \text{ kg/m}^2 \cong 0.14 \text{ kN/m}^2$$

Charge linéique sur la filière:

$$q_{fin} = 0.14 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 0.28 \text{ kN/m}$$

Vent: hypothèse d'une halle fermée, direction du vent $\varphi = 0^\circ$.

Dans ce cas, la façade longitudinale faisant face au vent est en pression alors que celle se trouvant derrière le bâtiment (sous le vent) est en dépression. On obtient les charges linéiques suivantes:

pression: $q_{pr} = q_{r,w} a_a = 0.63 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 1.26 \text{ kN/m}$
 dépression: $q_{dep} = q_{r,w} a_a = -0.36 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = -0.72 \text{ kN/m}$

Situation de risque

Une seule situation de risque est possible:

Vent prépondérant: $1.3 g_a + 1.3 q_{fin} + 1.5 (q_{pr}; q_{dep})$

Le poids propre de la filière g_a et le poids des panneaux de façade q_{fin} agissent verticalement, sollicitant la filière selon son axe faible. Le vent sollicite la filière horizontalement, selon son axe fort. Les filières sont donc soumises à la flexion oblique (fig. 8.14).

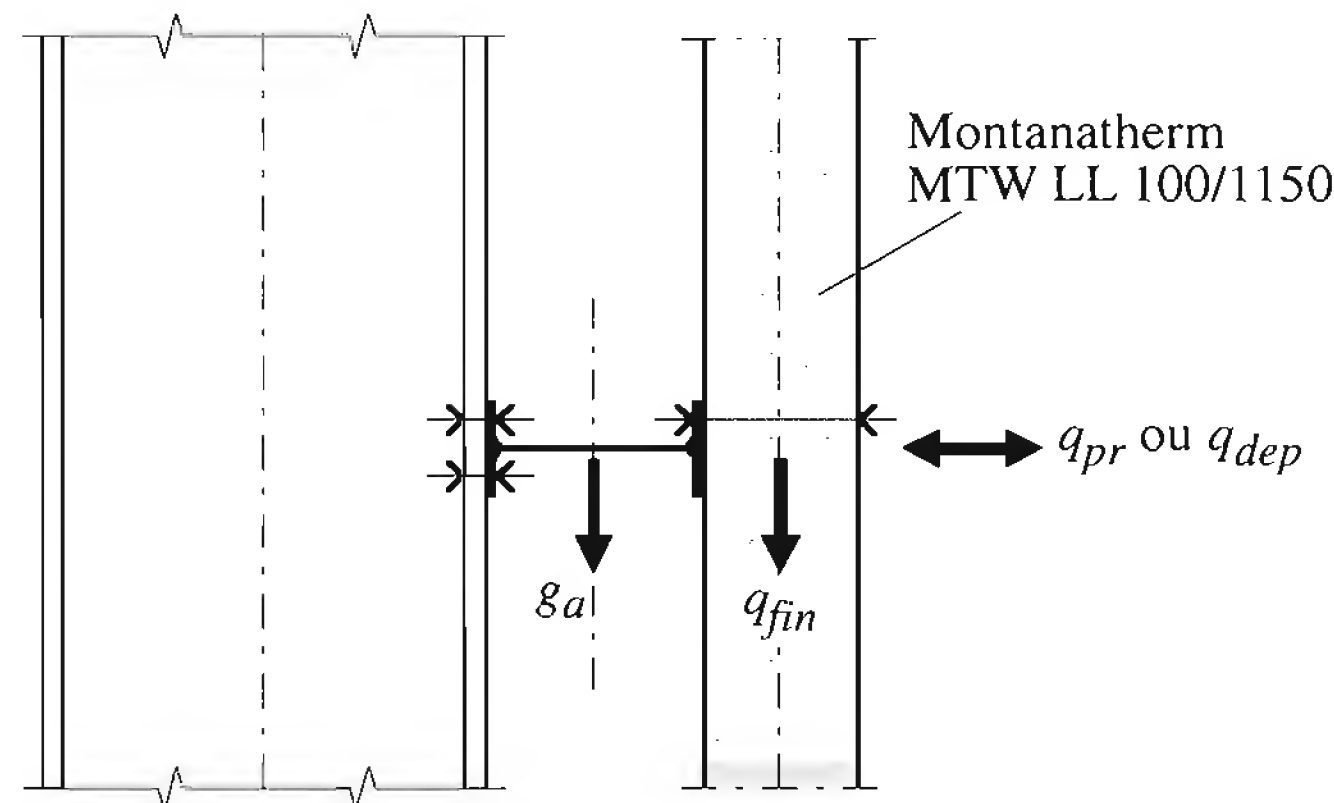


Fig. 8.14 Sollicitations de la filière.

Efforts intérieurs

Nous choisissons d'effectuer un calcul élastique des efforts intérieurs.

- Selon l'axe fort (fig. 8.15(a))
 - moment en travée de rive:

$$M_{1dy} = 1.5 \cdot (q_{pr}; q_{dep}) \cdot l_y^2 \cdot 0.08$$

$$M_{1dy}(q_{pr}) = 1.5 \cdot 1.26 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2 \cdot 0.08 = 5.44 \text{ kNm}$$

$$M_{1dy}(q_{dep}) = 1.5 \cdot (-0.72 \text{ kN/m}) \cdot (6 \text{ m})^2 \cdot 0.08 = -3.11 \text{ kNm}$$
 - moment sur le premier appui intermédiaire:

$$M_{A dy} = 1.5 \cdot (q_{pr}; q_{dep}) \cdot l_y^2 \cdot (-0.105)$$

$$M_{A dy}(q_{pr}) = 1.5 \cdot 1.26 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2 \cdot (-0.105) = -7.14 \text{ kNm}$$

$$M_{A dy}(q_{dep}) = 1.5 \cdot (-0.72 \text{ kN/m}) \cdot (6 \text{ m})^2 \cdot (-0.105) = 4.08 \text{ kNm}$$
- Selon l'axe faible (fig. 8.15(b))
 - moment en travée de rive:

$$M_{1dz} = (1.3 g_a + 1.3 q_{fin}) \cdot l_z^2 \cdot 0.08$$

$$M_{1dz} = 1.3 \cdot (0.129 \text{ kN/m} + 0.28 \text{ kN/m}) \cdot (6 \text{ m})^2 \cdot 0.08 = 1.53 \text{ kNm}$$
 - moment sur le premier appui intermédiaire:

$$M_{A dz} = (1.3 g_a + 1.3 q_{fin}) \cdot l_z^2 \cdot (-0.105)$$

$$M_{A dz} = 1.3 \cdot (0.129 \text{ kN/m} + 0.28 \text{ kN/m}) \cdot (6 \text{ m})^2 \cdot (-0.105) = -2.01 \text{ kNm}$$

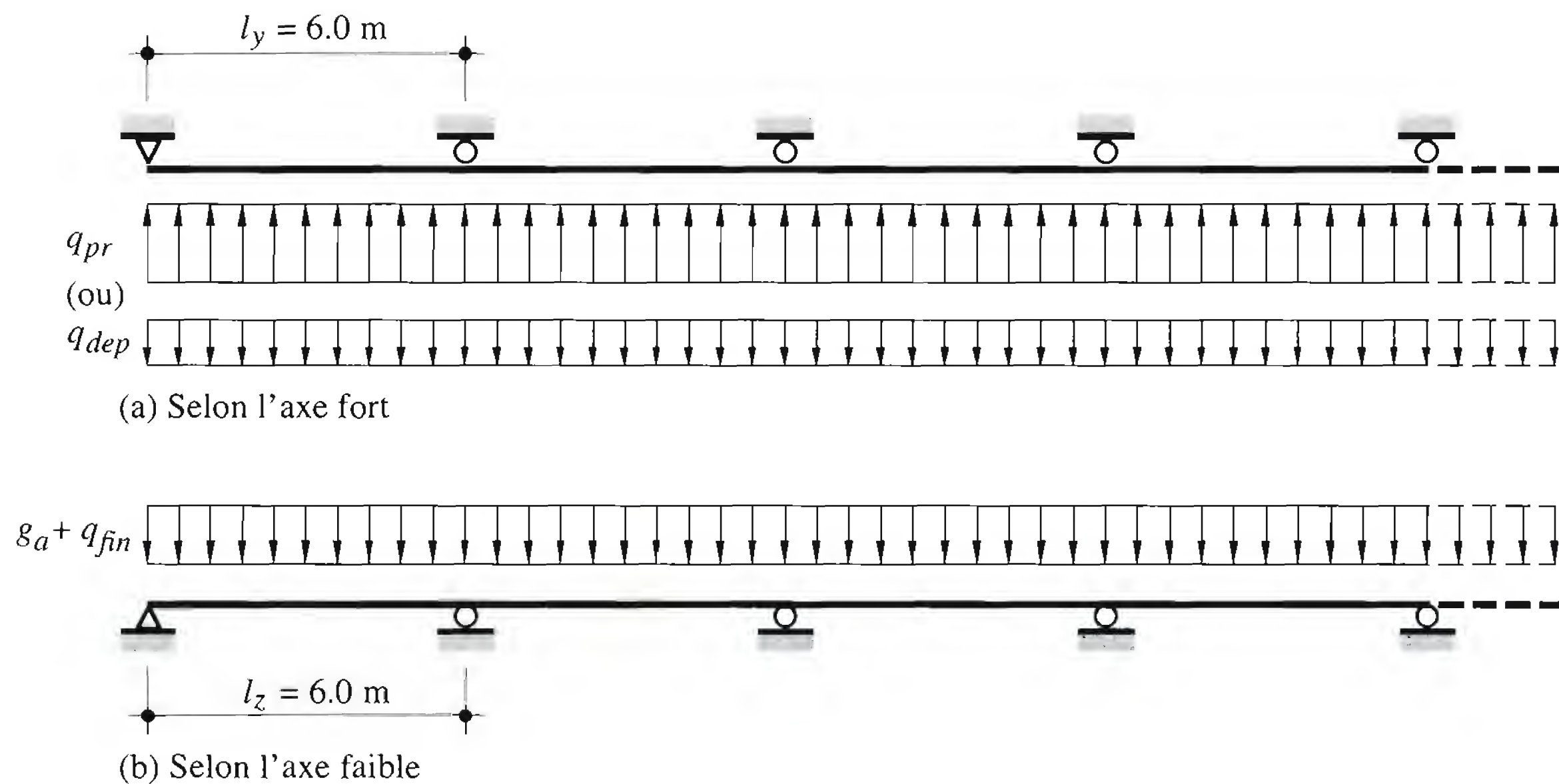


Fig. 8.15 Systèmes statiques.

Sécurité structurale

La vérification s'effectue à l'aide de la méthode élastique-plastique.

- Pression du vent

Dans ce cas, le déversement en travée est empêché. Les panneaux de façade font en effet office d'appui au déversement. La vérification se fait donc sur le premier appui intermédiaire sans tenir compte du déversement ($l_D < l_{cr}$), selon la formule (42) de la norme SIA 161 :

$$\left(\frac{M_{Ady} (q_{pr})}{M_{ply,N} / \gamma_R} \right)^2 + \left(\frac{M_{Adz}}{M_{plz,N} / \gamma_R} \right)^\alpha \leq 1$$

$$\alpha = 1.1 \quad (N_d = 0); \quad \gamma_R = 1.1$$

$$M_{ply,N} = M_{ply} = f_y Z_y = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 88.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 20.8 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 20.8 \text{ kNm}$$

$$M_{plz,N} = M_{plz} = f_y Z_z = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 19.2 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 4.5 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 4.5 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{-7.14}{20.8/1.1} \right)^2 + \left(\frac{-2.01}{4.5/1.1} \right)^{1.1} = 0.14 + 0.46 = 0.6 < 1.0 \Rightarrow \text{IPE140}$$

OK

- Dépression du vent

Dans ce cas, le déversement en travée n'est plus empêché.

– Longueur critique de déversement:

$$l_{cr} = 81 i_z \left(1 - \frac{1}{2} \psi \right)$$

$$\psi = \frac{M_{1dy}}{M_{Ady}} = \frac{-3.11}{4.08} = -0.76$$

$$l_{cr} = 81 \cdot 16.5 \text{ mm} \cdot \left(1 + \frac{0.76}{2} \right) \cong 1844 \text{ mm} = 1.84 \text{ m}$$

La longueur de déversement déterminante des filières est située en travée de rive et s'élève à :

$$l_D \cong 0.8 \cdot 6 \text{ m} = 4.8 \text{ m} > 1.1 \cdot l_{cr} = 1.1 \cdot 1.84 \text{ m} = 2.02 \text{ m}$$

Le déversement doit être contrôlé.

- Vérification du déversement selon la formule (48) de la norme SIA 161 :

$$\left(\frac{\omega_y M_{1dy}}{M_{Ry, N/\gamma_R}} \right)^\beta + \left(\frac{\omega_y M_{1dz}}{M_{Rz, N/\gamma_R}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$M_{1dy} = -3.11 \text{ kNm}$$

$$M_{1dz} = 1.53 \text{ kNm}$$

$$\gamma_R = 1.1$$

$$2c = 73 \text{ mm}; b = 133.1 \text{ mm}$$

$$\beta(N_d = 0) = 0.4 + \frac{2c}{b} = 0.4 + \frac{73 \text{ mm}}{133.1 \text{ mm}} = 0.96 < 1.0 \Rightarrow \beta = 1.0$$

$$\omega_y = \omega_z = 1.0 \text{ (chargement transversal)}$$

$$M_{Rz}(N = 0) = M_{plz} = 4.5 \text{ kNm (voir cas 1)}$$

$$M_{Ry}(N = 0) = M_D(\eta = 1.0) = \sigma_D Z_y$$

Calcul du moment de déversement :

$$\sigma_D = \xi f_y; \xi = \left(\frac{1}{1 + \lambda_D^{4.5}} \right)^{0.45}$$

$$\bar{\lambda}_D = \left(\frac{f_y Z_y}{\sigma_{cr, D} \bar{W}_y} \right)^{0.5}$$

$$\sigma_{cr, D} = \sqrt{\sigma_{Dv}^2 + \sigma_{Dw}^2}$$

$$\sigma_{Dv} = \frac{\eta \pi}{l_D \bar{W}_y} \sqrt{G K E I_z} = \frac{\pi}{4.8 \cdot 10^3 \text{ mm} \cdot 81.3 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} \cdot$$

$$(81 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.024 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.449 \cdot 10^6 \text{ mm}^4)^{0.5}$$

$$= 109.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{Dw} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_K^2}$$

$$\lambda_K = \frac{l_K}{i_D}; i_D = \sqrt{\frac{\frac{I_z}{2}}{\frac{A_w}{6} + A_f}} = \sqrt{\frac{\frac{0.449 \cdot 10^6}{2} \text{ mm}^4}{\frac{626 \text{ mm}^2}{6} + 504 \text{ mm}^2}} = 19.21 \text{ mm}$$

$$l_K = l_D / \sqrt{\eta} = l_D = 4.8 \text{ m} = 4800 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \lambda_K = \frac{4800 \text{ mm}}{19.21 \text{ mm}} = 250$$

$$\sigma_{Dw} = \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2}{250^2} = 33.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{cr,D} = [(33.2 \text{ N/mm}^2)^2 + (109 \text{ N/mm}^2)^2]^{0.5} = 114 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y Z_y}{\sigma_{cr,D} \bar{W}_y}} = \left(\frac{235 \text{ N/mm}^2 \cdot 88.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3}{114 \text{ N/mm}^2 \cdot 81.3 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} \right)^{0.5} = 1.50$$

$$\xi = \left(\frac{1}{1 + 1.50^{4.5}} \right)^{0.45} = 0.411$$

$$\sigma_D = \xi f_y = 0.411 \cdot 235 \text{ N/mm}^2 = 96.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow M_D = \sigma_D Z_y = 96.6 \text{ N/mm}^2 \cdot 88.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 8.54 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 8.54 \text{ kNm}$$

Vérification:

$$\left(\frac{3.11 \text{ kNm}}{8.54 \text{ kNm}/1.1} \right) + \frac{1.53 \text{ kNm}}{4.5 \text{ kNm}/1.1} = 0.78 < 1.0$$

OK

Aptitude au service

- Contreflèche

$$w_1 = 0$$

- Flèche sous l'effet des charges permanentes

– selon l'axe fort:

$$w'_2 = 0$$

– selon l'axe faible:

$$\begin{aligned} w''_2 &= \frac{2.5}{384} (g_a + q_{fin}) \frac{l_z^4}{E I_z} \\ &= \frac{2.5}{384} (0.129 \text{ N/mm} + 0.28 \text{ N/mm}) \frac{(6000 \text{ mm})^4}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.449 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 36.6 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Flèche sous l'effet du vent (action de courte durée)

$$q_{ser} = 0.8 \cdot q_r = 0.8 \cdot 0.9 = 0.72 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{lser} = 0.72 \cdot 2 \text{ m} = 1.44 \text{ kN/m} = 1.44 \text{ N/mm}$$

– selon l'axe fort:

$$\begin{aligned} w'_4 &= \frac{2.5}{384} \frac{q_{lser} l_y^4}{E I_y} \\ &= \frac{2.5}{384} \cdot \frac{1.44 \cdot (6000 \text{ mm})^4}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 5.41 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 10.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

– selon l'axe faible:

$$w''_4 = 0$$

- Flèche totale

– selon l'axe fort:

$$w'_4 = 10.7 \text{ mm}; w'_1 + w'_2 + w'_4 = 0 \text{ mm} + 0 \text{ mm} + 10.7 \text{ mm} = 10.7 \text{ mm}$$

– selon l'axe faible:

$$w''_4 = 0; w''_1 + w''_2 + w''_4 = 0 \text{ mm} + 36.6 \text{ mm} + 0 \text{ mm} = 36.6 \text{ mm}$$

- addition vectorielle:

$$w_4 = \sqrt{w_4'^2 + w_2''^2} = w_4' = 10.7 \text{ mm}$$

$$w_1 + w_2 + w_4 = \sqrt{w_4'^2 + w_2''^2} = \sqrt{(10.7 \text{ mm})^2 + (36.6 \text{ mm})^2} = 38.1 \text{ mm}$$

- Vérifications

- aspect, aptitude au fonctionnement:

$$w_4 = 10.7 \text{ mm} < w_{lim} = \frac{l}{200} = \frac{6000 \text{ mm}}{200} = 30 \text{ mm}$$

OK

- rigidité suffisante:

$$w_1 + w_2 + w_4 = 38.1 \text{ mm} < w_{lim} = \frac{l}{150} = \frac{6000 \text{ mm}}{150} = 40 \text{ mm}$$

OK

8.4.3 Dimensionnement d'un plateau de bardage

Données

Il s'agit de dimensionner un plateau de bardage, dont le schéma de principe est donné à la figure 5.12(a), venant prendre appui sur les poteaux de la halle présentée au paragraphe 6.9.1 et pour laquelle les charges et actions ont été définies au paragraphe 6.9.2. Dans ce type de façade, aucun système de filières et montants n'est nécessaire.

Système statique

Le système statique d'un plateau (longueur 12 m) est la poutre continue sur 2 travées. Nous faisons les hypothèses suivantes:

- Les plateaux s'appuyant les uns sur les autres dans le plan vertical, la flexion autour de l'axe y-y ne peut se produire; la flexion verticale est donc négligée.
- Seule la flexion horizontale autour de l'axe z-z du plateau est à vérifier.

Charges à considérer

Le plateau est sollicité par son poids propre et par le vent (fig. 8.16). Poids propre: le poids propre des plateaux (Montana MK 80/333, $t = 1.0 \text{ mm}$) et le poids des éléments non porteurs (isolation et bardage) n'interviennent pas dans les calculs.

Vent: pression: $q_{r,w} = 0.63 \text{ kN/m}^2$
 dépression: $q_{r,w} = -0.36 \text{ kN/m}^2$

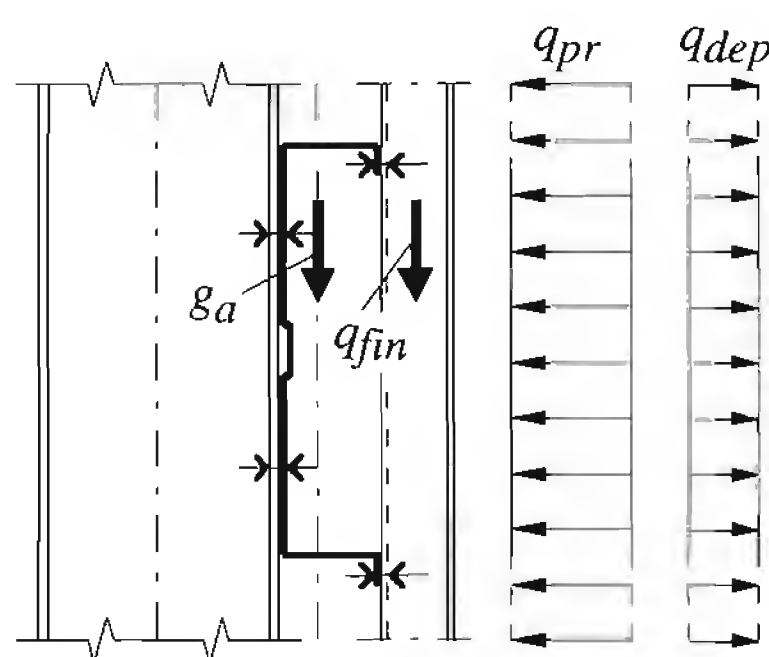


Fig. 8.16 Sollicitations du plateau.

Situation de risque

La vérification de la sécurité structurale ne se faisant que selon l'axe z-z (flexion simple), seules les charges dues au vent sont à considérer ici. Il n'y a donc qu'une situation de risque (vent prépondérant):

$$1.5q_{r,w}$$

- Charges dues au vent:

pression: $q_{pr,d} = 1.5 q_{r,w} = 1.5 \cdot 0.63 \text{ kN/m}^2 = 0.945 \text{ kN/m}^2$

dépression: $q_{dep,d} = 1.5 q_{r,w} = 1.5 \cdot (-0.36 \text{ kN/m}^2) = -0.54 \text{ kN/m}^2$

La pression est déterminante car les efforts de dépression sont inférieurs aux efforts de pression.

Efforts intérieurs

Nous choisissons d'effectuer un calcul élastique des efforts intérieurs.

- Moment de flexion maximal sur appui intermédiaire par mètre (fig. 8.17)

$$M_d = q_{pr,d} \frac{l^2}{8} = 0.945 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{(6 \text{ m})^2}{8} = 4.25 \text{ kNm/m}$$

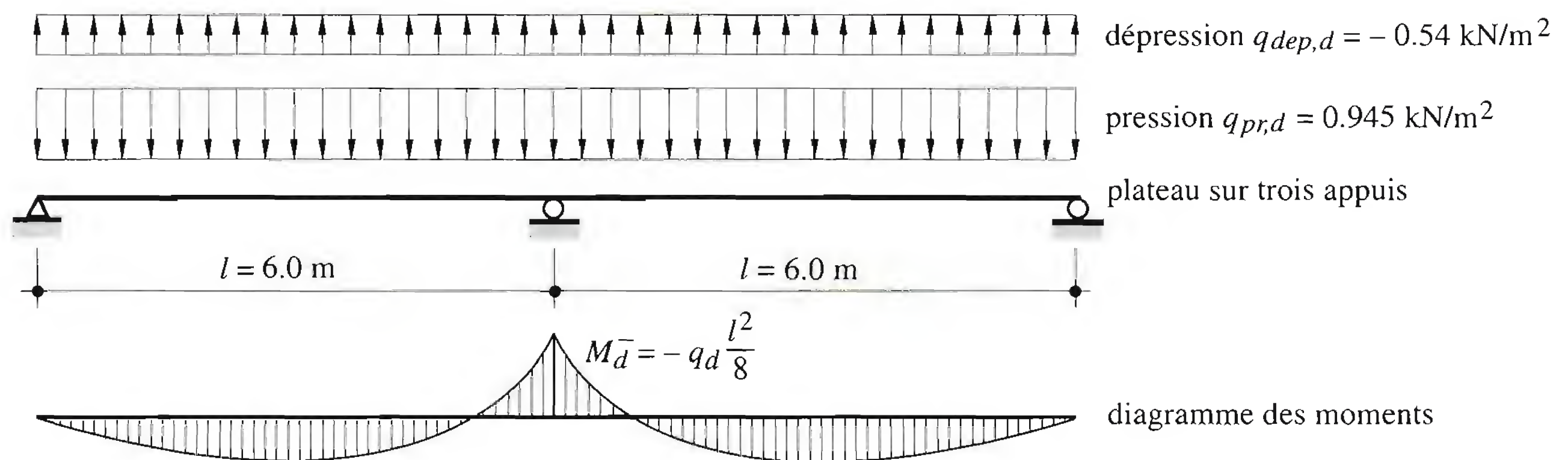


Fig. 8.17 Charges et diagramme des moments.

Sécurité structurale

- Résistance en section

Pour le plateau Montana MK 80/333, $t = 1.0 \text{ mm}$, le fournisseur donne la valeur suivante de la résistance à la flexion, basée sur la section efficace du profil (prise en compte du voilement local des parties comprimées):

$$M_R = 6.73 \text{ kNm/m}$$

- Vérification

$$M_d = 4.25 \text{ kNm/m} < \frac{M_R}{\gamma_R} = \frac{6.73 \text{ kNm/m}}{1.1} = 6.1 \text{ kNm/m} \quad \text{OK}$$

Aptitude au service

- Flèche limite

La valeur indicative pour éléments porteurs secondaires (aspect, aptitude au fonctionnement) est la suivante:

$$w_4 \leq w_{lim} = \frac{l}{200} = \frac{6000 \text{ mm}}{200} = 30 \text{ mm}$$

Pour une flèche limite de $l/200$ et pour $l = 6 \text{ m}$, les tables fournies par le fabricant pour le plateau Montana MK 80/333, $t = 1.0 \text{ mm}$, donnent une charge de service limite de $q_{ser,lim} \cong 1.0 \text{ kN/m}^2$.

- Charge de service due au vent

$$q_{ser,w} = 0.8 q_r = 0.8 \cdot 0.9 \text{ kN/m}^2 = 0.72 \text{ kN/m}^2$$

- Vérification

$$q_{ser,w} = 0.72 \text{ kN/m}^2 < q_{ser,lim} = 1.0 \text{ kN/m}^2$$

OK

Références

- [8.1] SOKOL, L. *Flexion latérale de la semelle libre inférieure des pannes Z ou C*, Construction métallique, St-Rémy-lès-Chevreuse, vol. 25, N° 1, 1998, pp. 35-41.
- [8.2] LEACH, P. and ROBINSON, P. *The behaviour of purlin subject to wind uplift (an assessment of EC 3 : Part 1.3)*, The Structural Engineer, London, vol. 71, N° 14, 1993, pp. 250-252.

9 Dalles mixtes



Dalle mixte acier-béton

La connexion entre le béton et les solives est réalisée à l'aide de goujons-connecteurs soudés en atelier sur les solives. La tôle profilée, continue, est découpée sur place à l'emporte-pièce.

Photo Michel Crisinel, ICOM-EPFL

9.1 Introduction

Une *dalle mixte* (fig. 9.1) est un élément de construction constitué d'une tôle d'acier profilée à froid, recouverte de béton comportant un treillis d'armature (§ 4.4.4). Une telle dalle repose sur la structure porteuse du bâtiment composée de poutrelles métalliques.

Dans ce type de dalle, la tôle profilée a plusieurs fonctions. Elle sert notamment:

- de plate-forme de travail pendant la construction de l'ouvrage,
- de coffrage lors du bétonnage de la dalle,
- d'armature inférieure de la dalle mixte.

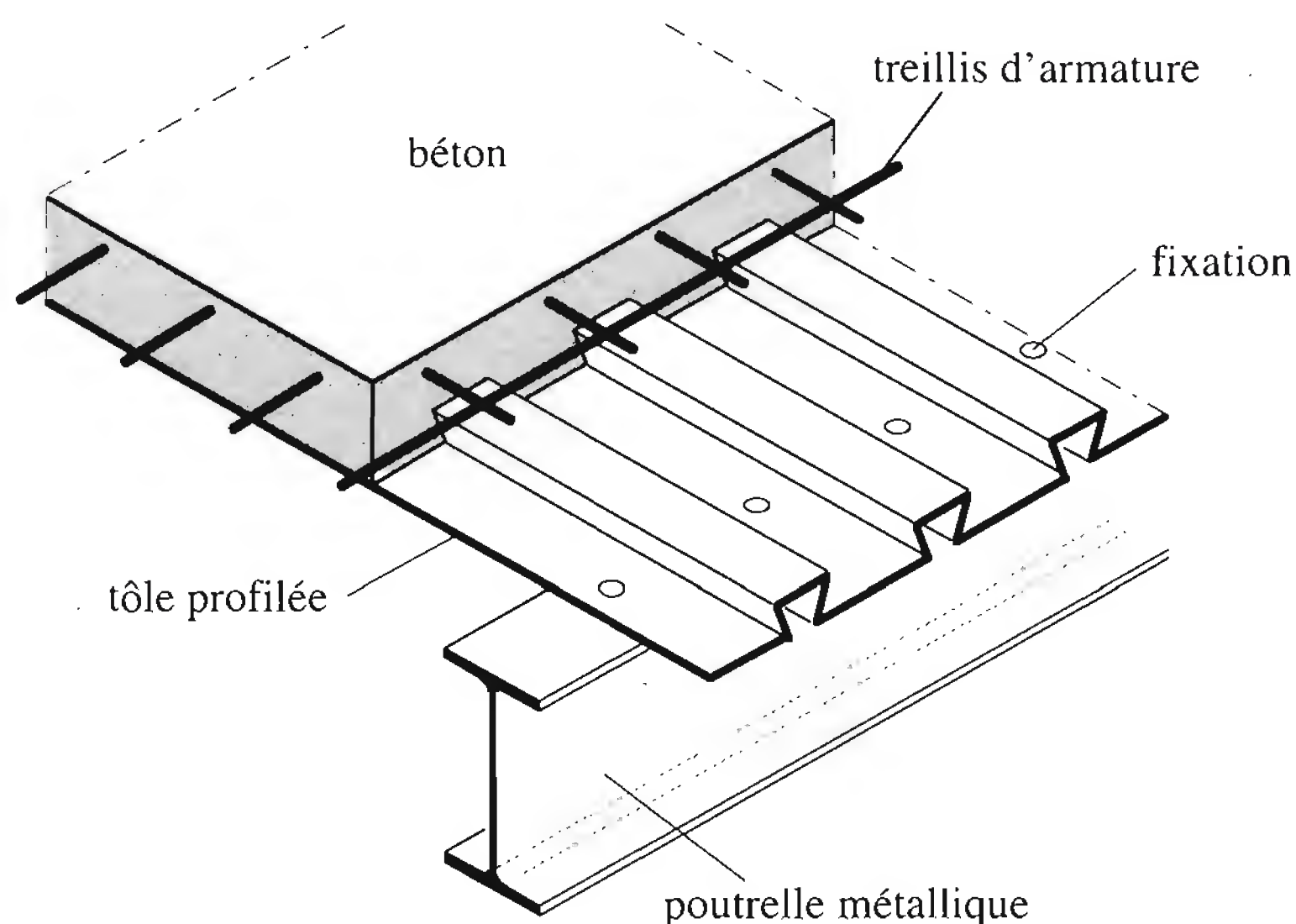


Fig. 9.1 Dalle mixte à tôle profilée.

La théorie des éléments mixtes a été présentée dans le TGC vol. 10, aux sections 4.7 «Sections mixtes acier-béton» et 5.8 «Poutres mixtes acier-béton». Le dimensionnement des dalles mixtes est traité dans ce chapitre 9 du fait que dans la partie DIMENSIONNEMENT du TGC vol. 11, la matière est abordée en suivant la *descente des charges*. Le dimensionnement de la poutraison supportant les dalles mixtes sera présenté au chapitre 10 «Sommiers et solives», qui comprend les *poutres mixtes*.

9.1.1 Tôles profilées

Il existe un très grand nombre de types de tôles profilées utilisées pour la construction des dalles mixtes (fig. 9.2). Ces tôles se différencient par la forme, la hauteur et l'entraxe des nervures, par la largeur des plaques, par leur mode de recouvrement latéral, par les moyens de raidissement des éléments plans constituant le profil et enfin par les moyens de connexion mécanique assurant la liaison avec le béton.

L'épaisseur des tôles se situe entre 0.75 et 1.50 mm, mais en pratique, les épaisseurs utilisées ne dépassent pas 1.0 mm. La hauteur des tôles se situe entre 38 et 80 mm. Cette grande variété de tôles profilées permet de satisfaire les exigences relatives à la charge, la portée, l'isolation phonique et la protection contre le feu pour la plupart des dalles de bâtiment.

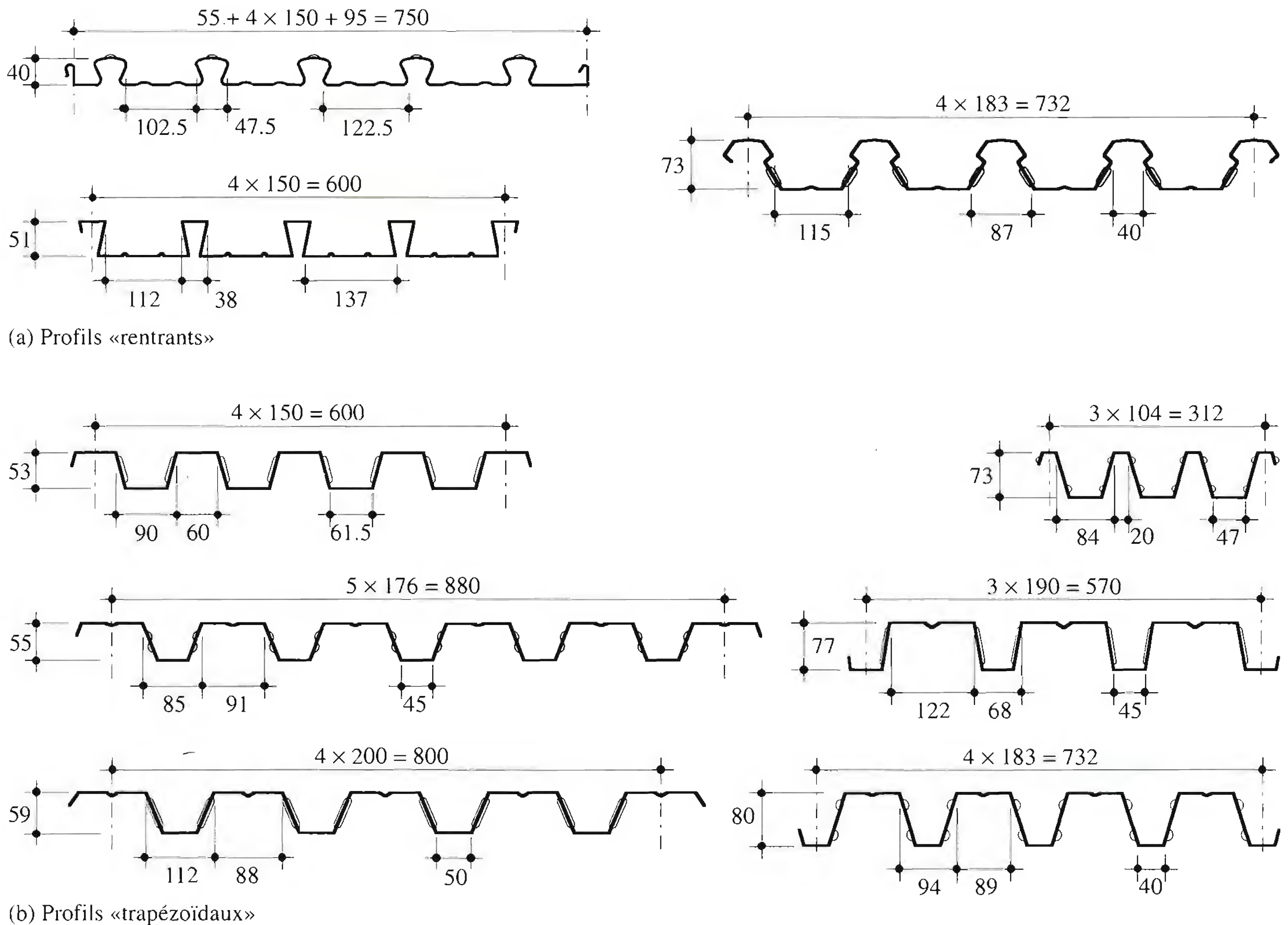


Fig. 9.2 Exemples de tôles profilées utilisées pour les dalles mixtes.

9.1.2 Connexion entre la tôle et le béton

Pour assurer la liaison acier-béton, la tôle profilée doit être capable de transmettre le flux de cisaillement (l'effort rasant) à l'interface entre la tôle et le béton. Cette connexion mécanique peut être réalisée de trois façons (fig. 9.3):

- par la forme *rentrante* des nervures, créant une liaison par frottement (fig. 9.3(a) et (b));
- par des bossages pratiqués dans les âmes ou les ailes de la tôle (fig. 9.3(c));
- par des ancrages disposés à l'extrémité des dalles, constitués de goujons soudés ou d'équerres clouées à travers la tôle (fig. 9.3(d) et (e)) ou par déformation des nervures (fig. 9.3(f)).

Les dalles mixtes peuvent être apparentées aussi bien à des dalles en béton armé qu'à des poutres mixtes acier-béton. Dans les *dalles en béton armé*, la connexion est obtenue par l'adhérence des armatures tendues dans le béton, due au profilage spécial des barres. Cette adhérence, contrôlée par des essais, est telle qu'elle correspond à la résistance à la traction des armatures. Les dalles peuvent ainsi développer leur pleine résistance à la flexion.

Dans les *poutres mixtes*, la solidarisation est réalisée par des connecteurs fixés à l'aile supérieure du profilé métallique. Cette connexion est dimensionnée de façon que la poutre mixte atteigne sa résistance

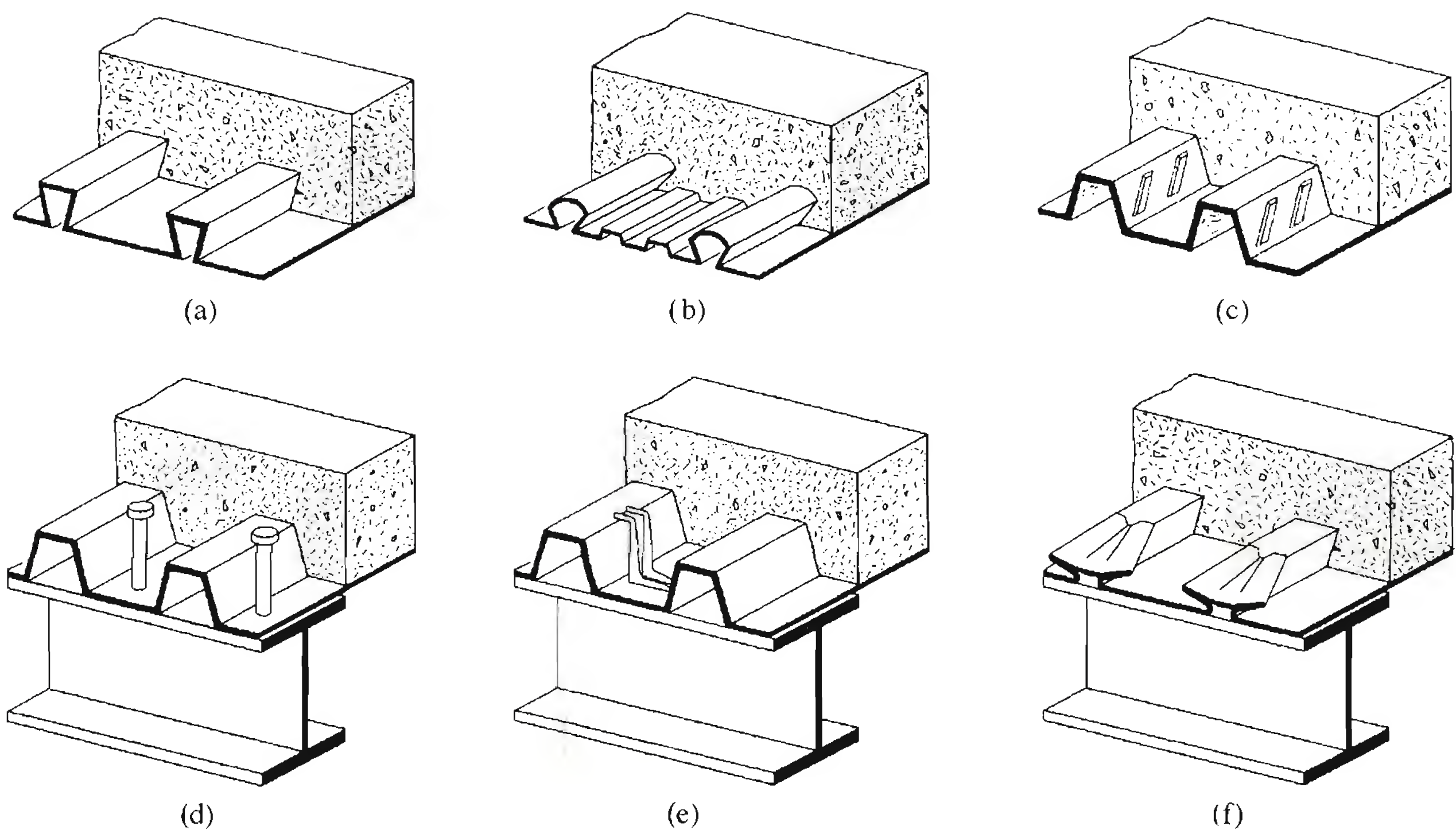


Fig. 9.3 Types de connexion entre tôle profilée et béton.

ultime à la flexion (connexion totale). Si le nombre de connecteurs est inférieur (connexion partielle), la résistance ultime à la flexion dépend essentiellement du nombre de connecteurs, de la forme du diagramme charge-glissement des connecteurs, de la portée de la poutre et du procédé de construction (§ 10.5.5).

Le comportement de la *dalle mixte à tôle profilée* se situe entre ces deux systèmes. D'une part, les tôles comportent des bossages permettant de les assimiler à des barres d'armature. D'autre part, la tôle est un élément à rigidité flexionnelle similaire aux poutres métalliques. Cependant la tôle profilée, de même que ses bossages, sont déformables. Ainsi, l'effet d'enrobage est moindre que pour une barre d'armature indéformable, d'autant plus que le béton n'est situé que d'un seul côté de la tôle. Ces phénomènes de déformation de la tôle signifient que la connexion dépend de nombreux paramètres. Lors d'un essai de charge d'une dalle mixte, on observe que la rupture peut se produire soit par flexion, ce qui correspond à une connexion totale, soit par cisaillement longitudinal, ce qui correspond à une connexion partielle.

9.1.3 Actions à considérer

Une dalle composée d'une tôle profilée et de béton a la particularité de comporter deux états structuraux très distincts: l'état lors du bétonnage (stade de construction), où seule la tôle résiste aux charges, et l'état d'utilisation (stade définitif), où le béton est lié à l'acier, le tout constituant alors un profil mixte acier-béton.

Tôle profilée comme coffrage (*stade de construction*)

Les vérifications de la sécurité structurale et de l'aptitude au service doivent être effectuées pour la tôle profilée agissant comme coffrage du béton frais. L'étiayage éventuel doit être considéré dans cette situation. La tôle est soumise aux charges suivantes:

- le poids propre des tôles profilées g_p ,
- le poids du béton frais g_c ,
- la charge de construction q_m ,
- la charge d'entreposage q , le cas échéant.

Le *poids du béton frais* doit être estimé en fonction de son épaisseur théorique figurant sur les plans d'exécution. Il faut tenir compte, si nécessaire, de l'*effet de mare*, soit du poids du surplus de béton dû à la flèche de la tôle sous l'effet du poids du béton frais (§ 6.3.2).

La *charge de construction* tient compte du poids des ouvriers et de l'installation de bétonnage, ainsi que d'éventuels chocs ou vibrations susceptibles de se produire durant la construction. Selon l'Eurocode 4, on peut admettre comme valeur représentative de la charge de construction q_m (y compris tout amoncellement de béton) une charge de 1.5 kN/m^2 répartie sur une surface de $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ et de 0.75 kN/m^2 sur le reste de la surface de coffrage (sect. 6.4).

Dalle mixte (*stade définitif*)

Les vérifications de la sécurité structurale et de l'aptitude au service doivent être effectuées pour la dalle mixte après durcissement du béton et après enlèvement des étais. Les charges suivantes doivent être considérées lors du dimensionnement de la dalle mixte:

- poids propre de la dalle (tôle profilée et béton) $g = g_p + g_c$,
- effet de l'enlèvement de l'échafaudage éventuel (réactions ponctuelles),
- poids du revêtement et des finitions q_{fn} ,
- charge utile q .

Pour le calcul des flèches de la dalle mixte, il faut également tenir compte des effets à long terme du béton tels que le fluage et le retrait.

9.2 Dimensionnement de la tôle profilée

Ce dimensionnement correspond à la situation du stade de construction, dans laquelle la tôle reprend seule son poids propre, le poids du béton frais et les charges de construction. Il s'effectue comme celui d'une tôle de toiture, à condition de prendre en compte les particularités d'une tôle adaptée à la construction de plancher tels que les bossages qui peuvent dans certaines configurations avoir un effet sur la résistance et la rigidité.

9.2.1 Calcul des efforts intérieurs

En principe, le calcul d'une tôle profilée de plancher est analogue à celui d'une poutre mixte (§ 10.5.3). Les efforts intérieurs sont déterminés en considérant une poutre de largeur unitaire (1 m) d'inertie constante. Le système statique peut être influencé par l'échafaudage. Un calcul plastique avec redistribution des moments est possible (§ 7.2.4), mais n'est pas indiqué dans le cas des tôles de plancher au stade de construction sans vérification des flèches. L'Eurocode 4 recommande la méthode élastique en cas de tôle simple ou de tôle continue non échafaudée.

Le calcul des flèches sous l'action du béton frais est effectué de façon approchée en considérant l'inertie moyenne des sections efficaces en travée (sous moment positif) et sur appui (sous moment négatif).

9.2.2 Résistance et rigidité des sections

La détermination des caractéristiques des sections transversales des tôles profilées de plancher est identique à celle des autres tôles profilées (§ 7.2.3). Cependant, selon leur forme, les bossages situés sur les âmes ou sur les ailes du profil peuvent modifier ces caractéristiques des sections, tant en ce qui concerne la résistance que la rigidité. Par exemple, des bossages verticaux sur les âmes peuvent augmenter la résistance au cisaillement et à l'écrasement (réaction d'appui), mais réduire la résistance et la rigidité à la flexion, alors que des bossages horizontaux peuvent avoir des effets inverses.

En règle générale, ces particularités sont prises en compte dans les valeurs données par les fabricants, qui sont pratiquement toujours déterminées expérimentalement. Les valeurs calculées sont généralement plus basses que les valeurs expérimentales à cause de tous les paramètres géométriques très compliqués à prendre en compte.

9.2.3 Vérifications de la tôle profilée

Sécurité structurale

La procédure de vérification de la tôle profilée au stade de construction est la suivante :

1. Sur la base du système porteur du plancher (poutraison), choisir un profil de tôle et son épaisseur, l'épaisseur de la dalle et le nombre de travées à couvrir par une longueur de plaque de tôle.
2. Déterminer si la tôle est étayée lors du bétonnage.
3. Déterminer les charges agissant sur la tôle et les situations de risque (§ 9.1.3).
4. Choisir la méthode de vérification élastique-élastique ou, éventuellement, plastique-plastique (§ 7.2.5).

- *Méthode élastique-élastique*

5. Pour chaque situation de risque, calculer les efforts intérieurs M_d , V_d et R_d (§ 9.2.1).
6. Calculer les résistances des sections efficaces (§ 7.2.3) ou utiliser les valeurs données par le fabricant.
7. Effectuer les vérifications de la sécurité structurale (§ 7.2.5).

- *Méthode plastique-plastique*

5. Pour chaque situation de risque, calculer la charge q correspondant à la rotation requise par le système (§ 7.2.4).
6. Effectuer la vérification de la résistance à la flexion en travée et de l'effort tranchant sur appui d'extrémité (§ 7.2.5).

Aptitude au service

Lors du bétonnage, la flèche de la tôle profilée sous son poids propre et celui du béton frais ne doit pas dépasser une valeur limite, fixée par exemple à $l/180$ ou 20 mm par l'Eurocode 4, l étant la portée de la tôle entre appuis. En cas de tôle profilée étayée, les étais sont considérés ici comme des appuis. Si les conditions particulières le permettent, on pourra tolérer une flèche plus grande à condition de tenir compte du poids du surplus de béton (effet de mare) lors de la vérification de la sécurité structurale.

En cas de dalle épaisse, il est également possible de bétonner la dalle en deux couches, de façon à éviter de disposer un étayage coûteux et gênant. Après durcissement de la première couche, cette dalle mixte peut

déjà résister aux efforts dus au poids du béton de la deuxième couche. Il faut cependant disposer une armature supplémentaire de cisaillement capable de reprendre l'effort rasant entre les deux couches.

9.3 Dimensionnement de la dalle mixte

9.3.1 Calcul des efforts intérieurs

Dans la plupart des cas, le calcul d'une dalle mixte [9.1] continue sur plusieurs travées est effectué selon une méthode élastique des efforts intérieurs pour un élément de largeur unitaire (1 m) assimilé à une poutre d'inertie constante (fig. 9.4, diagramme ①). On considère alors l'inertie de la section non fissurée. Il est possible de tenir compte de la fissuration du béton de plusieurs façons :

- en réduisant forfaitairement le moment sur appui (réduction maximale de 30%) et en augmentant en conséquence les moments en travée (fig. 9.4, diagramme ②);
- en négligeant totalement l'armature sur appui et en considérant la dalle comme une série de poutres simples (fig. 9.4, diagramme ③); une armature minimale doit alors toujours être disposée sur appuis;
- en considérant que la dalle est une poutre à inertie variable, selon l'armature mise en place; on introduit alors l'inertie des sections fissurées dans les calculs.

Le calcul consiste à appliquer à l'un des systèmes statiques ci-dessus les sollicitations dues aux charges et actions données au paragraphe 9.1.3. L'exemple numérique donné à la fin du chapitre illustre la façon de déterminer la valeur de dimensionnement des sollicitations et de calculer les efforts intérieurs (M , V) dans le système statique choisi.

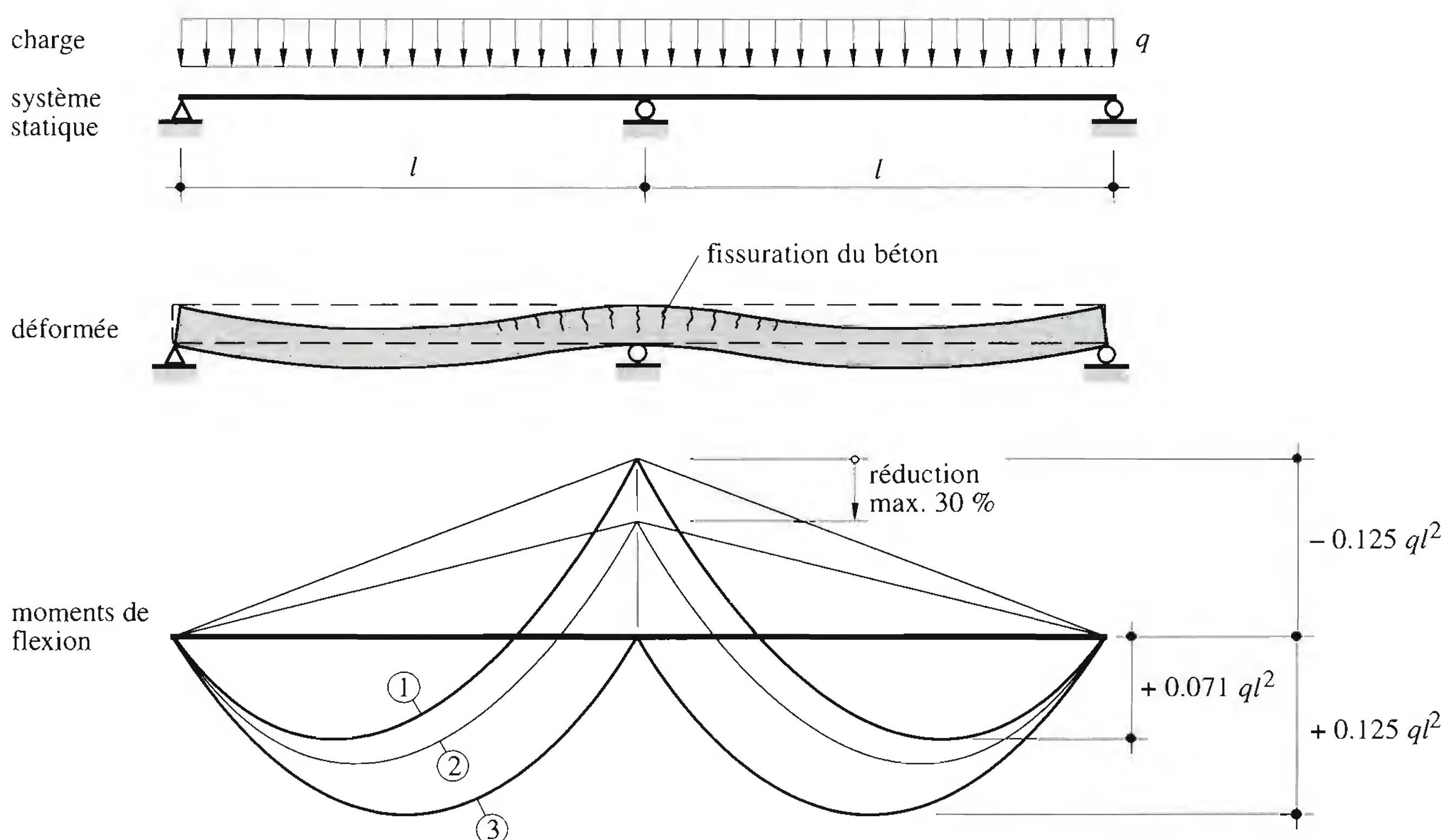


Fig. 9.4 Effet de la fissuration du béton sur le calcul des efforts intérieurs.

9.3.2 Résistance en section

Les sections à vérifier lors du dimensionnement d'une dalle mixte sont les suivantes (fig. 9.5):

- Section I : résistance ultime à la flexion positive,
- Section II : résistance ultime à la flexion négative,
- Sections III : résistance ultime au cisaillement vertical,
- Section IV : résistance ultime de la connexion (cisaillement longitudinal),
- Section V : résistance ultime au poinçonnement.

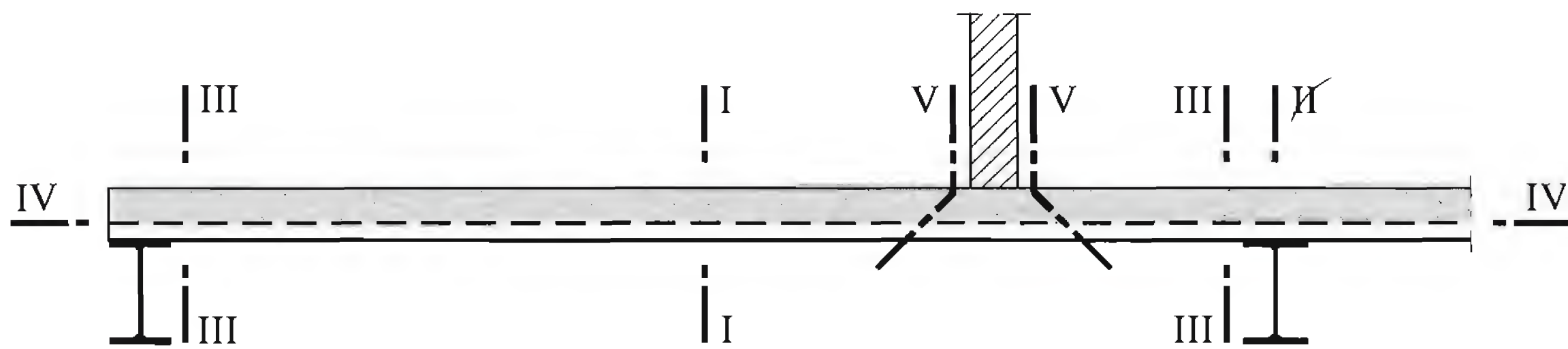


Fig. 9.5 Sections de dalle mixte à vérifier.

Flexion positive

La résistance ultime à la flexion positive M_{pl}^+ d'une section de dalle mixte peut être déterminée en admettant une répartition plastique des contraintes. Si l'axe neutre plastique est situé au-dessus des nervures, sa position est donnée par (fig. 9.6(a)):

$$x_{pl} = \frac{f_{yp} A_p}{f_c b} \quad (9.1)$$

- f_{yp} : limite d'élasticité de l'acier de la tôle
 A_p : aire de la section de la tôle profilée (sur la largeur unitaire)
 f_c : valeur de calcul de la résistance à la compression du béton
 b : largeur unitaire (1 m)

La résistance ultime à la flexion positive vaut alors:

$$M_{pl}^+ = f_{yp} A_p \left(d_p - \frac{x_{pl}}{2} \right) \quad (9.2)$$

d_p : hauteur utile en flexion positive ($d_p = h - z_p$)

Pour les tôles profilées couramment utilisées ($h_p \leq 60$ mm), avec un recouvrement minimal de 50 mm de béton, l'axe neutre plastique est toujours situé au-dessus des nervures. Pour les tôles profilées de plus grande hauteur, l'axe neutre plastique peut se trouver dans la hauteur du profil de la tôle. Dans ce cas, la résistance ultime à la flexion positive peut être calculée comme suit [9.2], en négligeant le béton situé dans les nervures (fig. 9.6(b)):

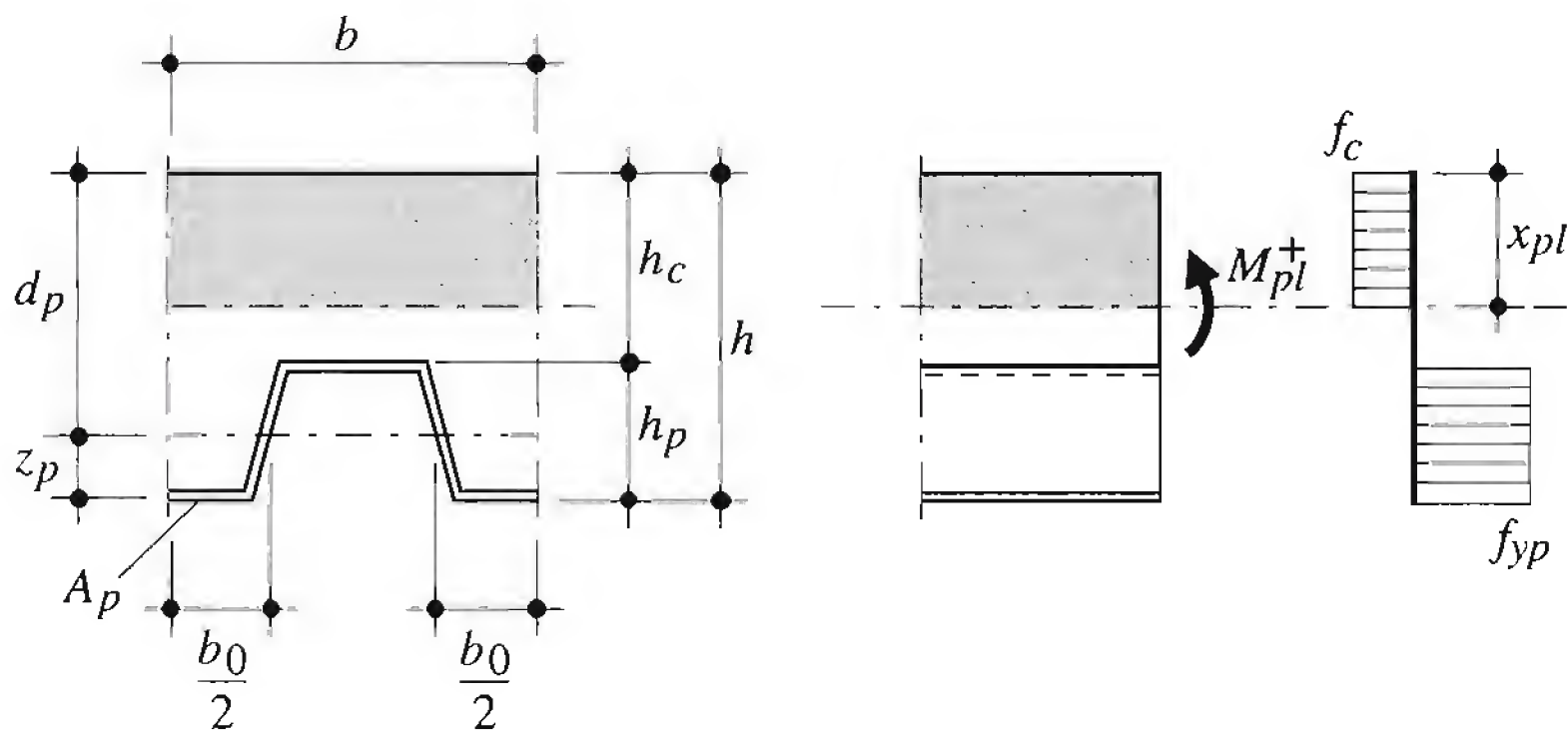
$$M_{pl}^+ = N_c z^+ + M_{Rp,N} \quad (9.3)$$

avec
$$N_c = f_c h_c b = N_p \quad (9.4)$$

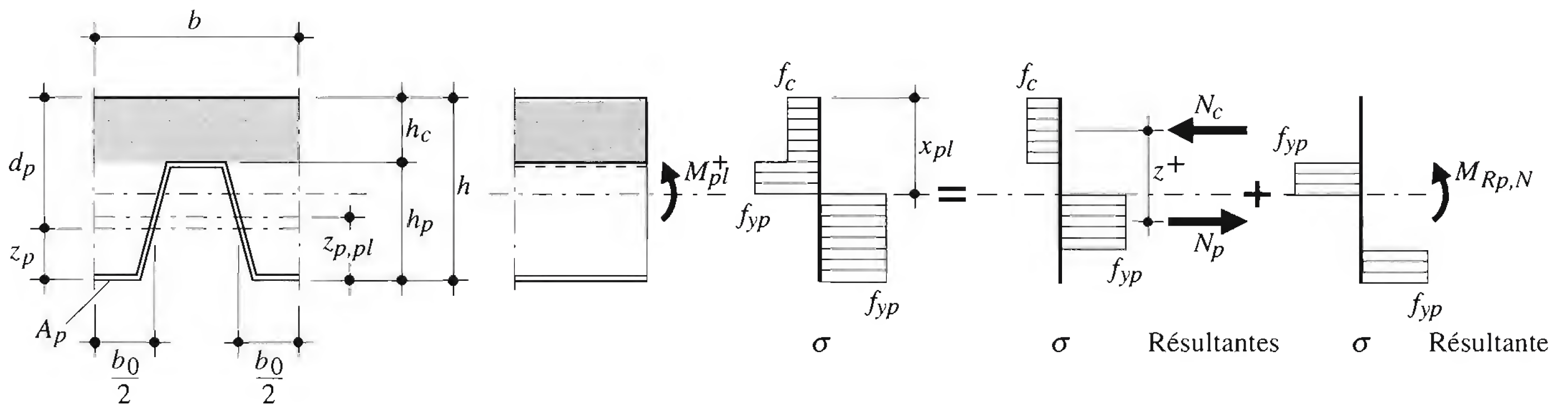
$$z^+ = h - \frac{h_c}{2} - z_{p,pl} + (z_{p,pl} - z_p) \frac{N_p}{f_{yp} A_p} \quad (9.5)$$

$$M_{Rp,N} = 1.25 M_{Rp} \left(1 - \frac{N_p}{f_{yp} A_p} \right) \leq M_{Rp} \quad (9.6)$$

- h_c : épaisseur de béton au-dessus des nervures de la tôle
 h : épaisseur totale de la dalle
 z_p : distance de l'axe de gravité du profil à la fibre moyenne de l'aile inférieure
 $z_{p,pl}$: distance de l'axe neutre plastique de la section efficace du profil à la fibre moyenne de l'aile inférieure
 z^+ : bras de levier des résultantes N_c et N_p
 M_{Rp} : résistance ultime à la flexion de la section efficace de la tôle profilée
 N_c : résistance ultime à la compression de la partie de béton située au-dessus des nervures
 $M_{Rp,N}$: résistance ultime à la flexion de la tôle profilée réduite par l'effort normal



(a) Axe neutre plastique au-dessus des nervures



(b) Axe neutre plastique dans la hauteur du profil

Fig. 9.6 Section de dalle mixte (I) soumise à un moment positif (répartition plastique des contraintes).

Flexion négative

La section sur appui des dalles mixtes continues peut être assimilée à une section de béton armé. La contribution de la tôle profilée n'est pas prise en compte, étant donné que l'on n'a pas la certitude que la

tôle sera toujours continue sur appuis. La section de calcul ainsi que la répartition plastique des contraintes à l'état ultime sont données à la figure 9.7.

La résistance ultime en flexion négative M_{pl}^- est donnée par la plastification de l'armature sur appui (dalle sous-armée):

$$M_{pl}^- = f_{ys} A_s z^- \quad (9.7)$$

f_{ys} : limite d'élasticité de l'acier d'armature

A_s : aire de la section d'armature

z^- : bras de levier des résultantes N_c et N_t

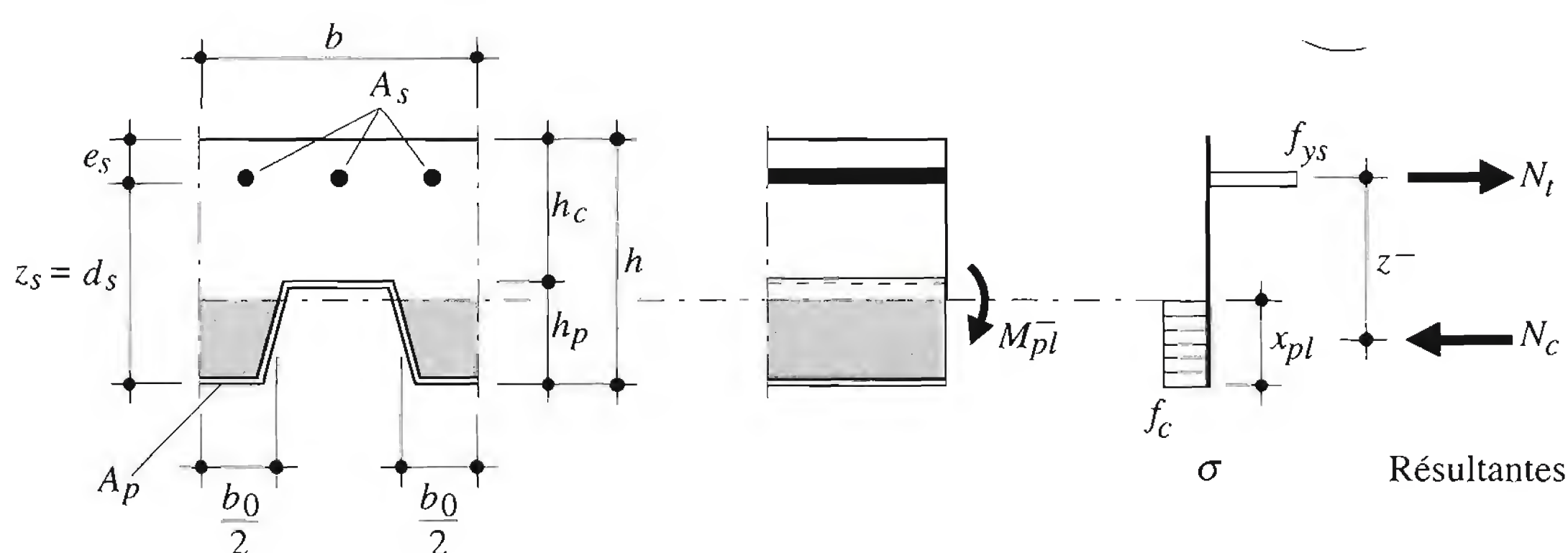


Fig. 9.7 Section de dalle mixte (II) soumise à un moment négatif (répartition plastique des contraintes).

La condition d'équilibre entre les forces intérieures permet de déterminer z^- :

$$N_c = f_c b_c x_{pl} = N_t = f_{ys} A_s \quad (9.8)$$

d'où
$$x_{pl} = \frac{f_{ys} A_s}{f_c b_c} \quad (9.9)$$

et
$$z^- = d_s - \frac{x_{pl}}{2} \quad (9.10)$$

d_s : hauteur utile en flexion négative ($d_s = h - e_s$)

b_c : largeur du béton en compression, admise comme étant la largeur moyenne des nervures sur 1 m de largeur de dalle, par simplification ($b_c = \sum b_0$)

b_0 : largeur moyenne d'une nervure remplie de béton

Cisaillement vertical

On admet en général que la résistance ultime à l'effort tranchant est donnée par la section de béton, la participation de la tôle étant négligée à cause de la grande différence de rigidité.

La valeur de dimensionnement de la résistance au cisaillement vertical V_{Rv} pour une largeur unitaire de dalle (1 m) vaut donc:

$$V_{Rv} = \tau_c b_c d \quad (9.11)$$

- d : hauteur utile (section en travée: $d = d_p$ (fig. 9.6); section sur appui: $d = d_s$ (fig. 9.7))
 τ_c : valeur de calcul de la contrainte tangentielle ultime du béton (selon la norme SIA 162)

Poinçonnement

La valeur de dimensionnement de la résistance au poinçonnement V_{Rp} d'une dalle mixte par une charge concentrée est donnée par:

$$V_{Rp} = \tau_c u h_c \quad (9.12)$$

- u : périmètre déterminant selon la surface d'application de la charge concentrée (fig. 9.8)
 h_c : épaisseur de béton au-dessus des nervures de la tôle

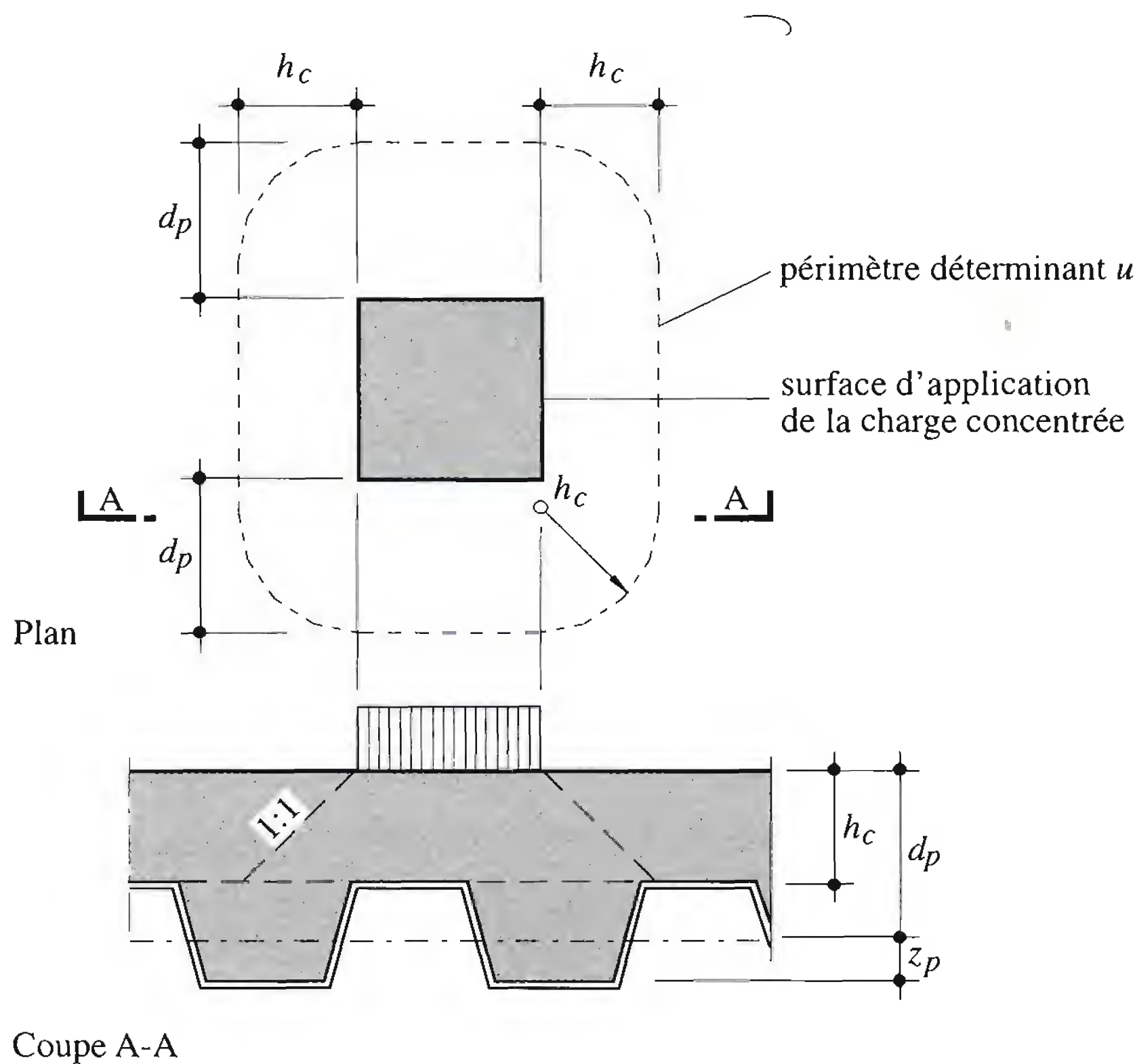


Fig. 9.8 Périmètre déterminant pour le poinçonnement.

Cisaillement longitudinal

La résistance à l'effort rasant est due à la liaison acier-béton réalisée à l'interface entre ces deux matériaux par le frottement, par les bossages ou par les connecteurs placés à l'extrémité des dalles (§ 9.1.2). La résistance ultime de ces connexions ne peut être déterminée qu'au moyen d'essais.

Actuellement, la méthode la plus utilisée permettant de prédire la résistance ultime au cisaillement longitudinal d'une dalle mixte est celle qui a été développée aux Etats-Unis [9.3] et qui figure dans de nombreuses normes, en particulier dans l'Eurocode 4. Cette méthode, semi-empirique, consiste, sur la base d'au moins six essais de dalles en poutre simple, à déterminer deux coefficients (m et k) par type de tôle profilée (fig. 9.9). Les coefficients m et k sont, respectivement, la pente et l'intersection avec l'axe des ordonnées de la ligne caractéristique des résultats d'essai. Cette dernière est la ligne passant par la

valeur minimale de chaque groupe de résultats, réduite de 10%. V_t est la valeur expérimentale de l'effort tranchant sur appui égal à la réaction maximale mesurée lors d'un essai de dalle en poutre simple (voir schéma figure 9.9).

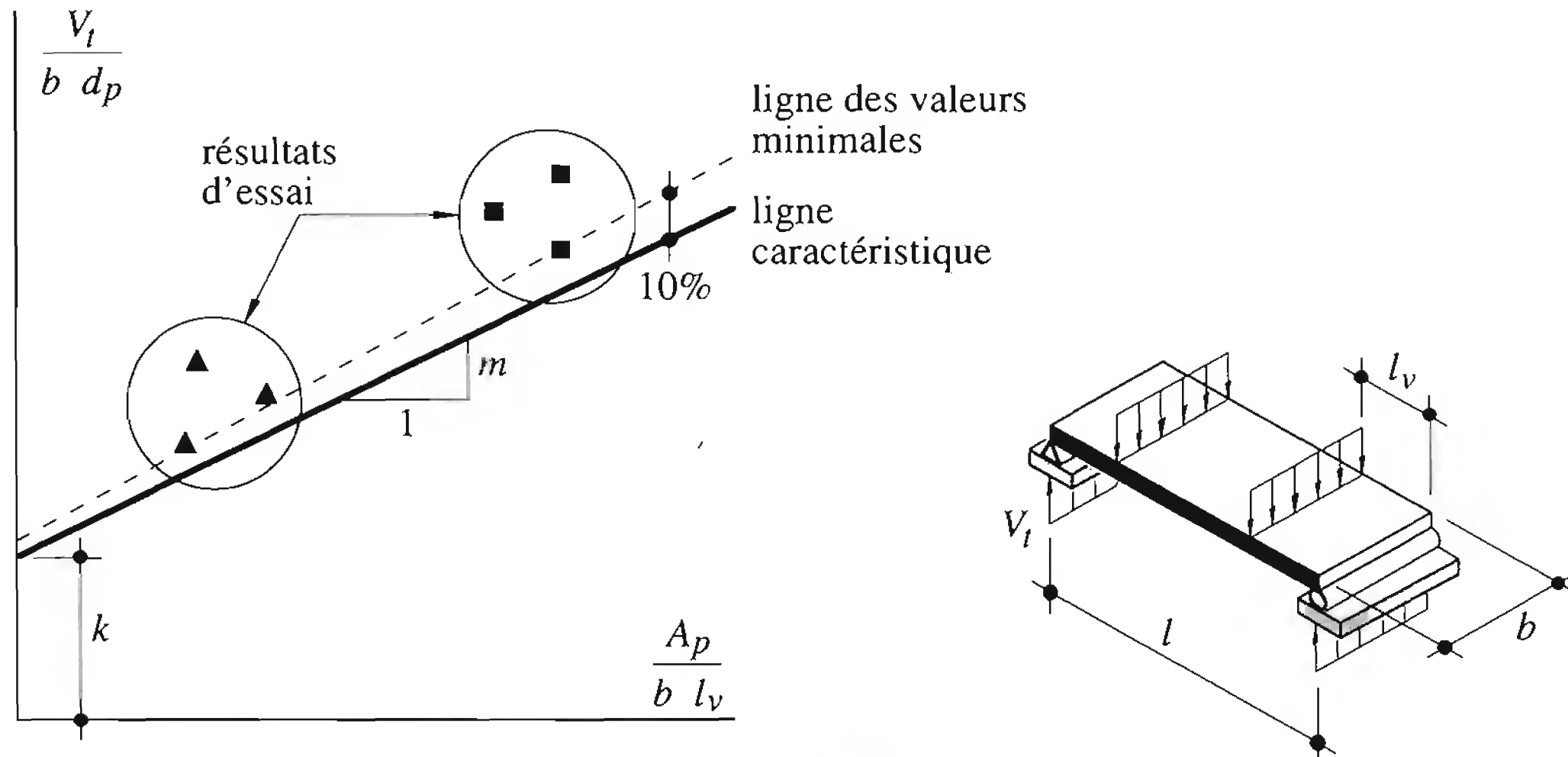


Fig. 9.9 Méthode semi-empirique pour l'évaluation de la résistance ultime au cisaillement longitudinal.

La résistance ultime au cisaillement longitudinal d'une dalle mixte est alors donnée par l'effort tranchant limite V_{Rl} suivant:

$$V_{Rl} = 0.9 b d_p \left[m \frac{A_p}{b l_v} + k \right] \quad (9.13)$$

- b : largeur unitaire (1 m)
- d_p : hauteur utile
- m et k : coefficients déterminés expérimentalement
- l_v : portée cisailée (pour une dalle chargée uniformément, $l_v = l/4$)
- l : portée de la poutre simple équivalente (fig. 9.10)

Le coefficient 0.9 provient d'une adaptation du facteur de résistance de l'Eurocode 4 à celui de la norme SIA 161:

$$\frac{\gamma_R}{\gamma_{vs, EC 4}} = \frac{1.1}{1.25} \cong 0.9 \quad (9.14)$$

Ancrages

Si la connexion mécanique fournie par le frottement (forme «rentrante» des nervures) ou par les bossages est insuffisante, il est possible d'y suppléer en disposant sur les appuis des ancrages d'extrémité (connecteurs acier-béton en général). La résistance ultime de tels ancrages est donnée par la résistance à l'arrachement de la tôle profilée. Pour un goujon (fig. 9.11), cette résistance est analogue à une résistance à la pression latérale; elle est donnée par l'expression suivante:

$$L_R = f_{yp} k_{\phi} d_w t \quad (9.15)$$

- k_{ϕ} : coefficient: $k_{\phi} = 1 + (e_1 / d_w) \leq 4.0$; valable pour autant que $e_1 \geq 2 d_w$
 d_w : diamètre de la soudure autour du goujon; on peut admettre $d_w = 1.1 d$ avec d = diamètre du goujon
 e_1 : pince dans la direction de l'effort (distance entre l'axe du goujon et l'extrémité de la tôle profilée)
 t : épaisseur de la tôle profilée

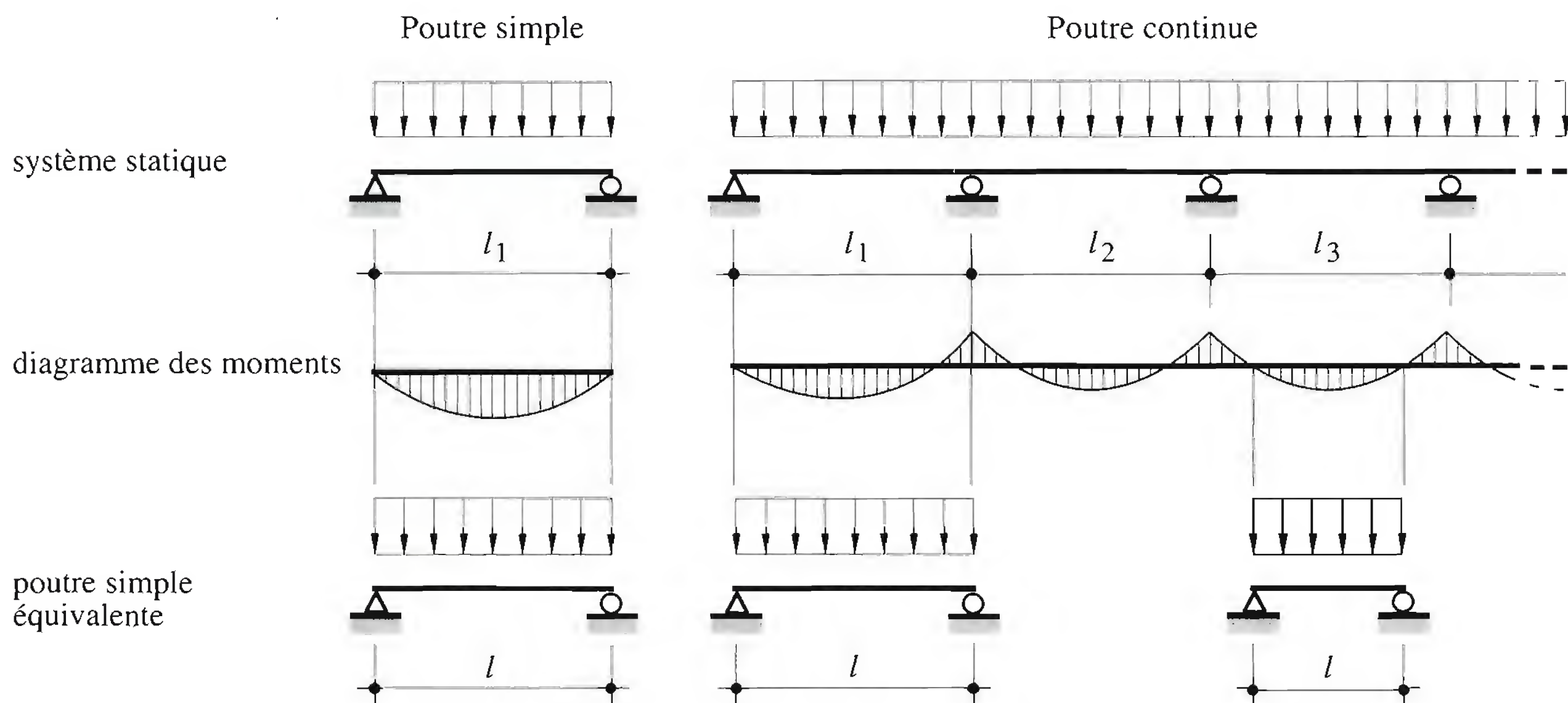


Fig. 9.10 Définition de la poutre simple équivalente de portée l .

Il faut s'assurer que la soudure du goujon sur la poutrelle métallique lie également la tôle profilée sur cette dernière.

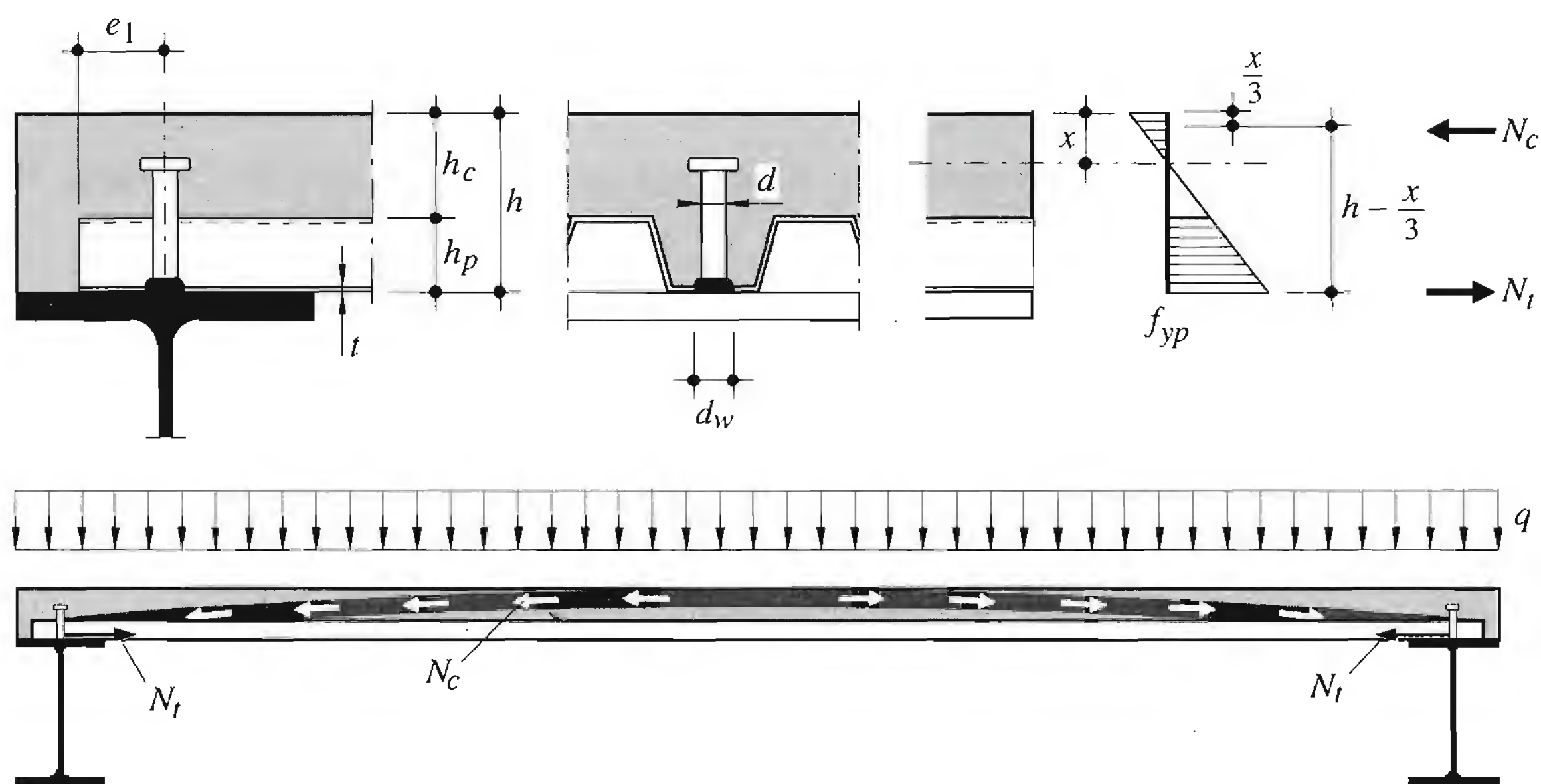


Fig. 9.11 Ancrage de la dalle mixte.

L'effort tranchant limite $V_{Rl,anc}$ est déterminé par l'équilibre des forces dans le modèle de l'arc à sous-tirant (fig. 9.11):

$$M = N_t \left(h - \frac{x}{3} \right) = V_{Rl,anc} l_v \quad (9.16)$$

N_t : effort de traction transmis par la tôle ancrée ($N_t = N_D L_R$)

On a alors:

$$V_{Rl,anc} = \frac{1}{l_v} N_D L_R \left(h - \frac{x}{3} \right) \quad (9.17)$$

N_D : nombre de goujons par unité de largeur de tôle

L_R : résistance à l'arrachement de la tôle profilée autour du goujon (9.15)

l_v : portée cisailée (fig. 9.9; pour une dalle chargée uniformément, $l_v = l/4$)

x : position de l'axe neutre élastique de la section totale fissurée (9.19)

Armature complémentaire

Il est également possible d'augmenter la résistance à la flexion de la dalle par l'adjonction d'armature complémentaire dans les nervures (fig. 9.12). Cette armature permet également d'augmenter la résistance au feu de la dalle mixte.

La résistance ultime complémentaire au cisaillement longitudinal de la dalle mixte est calculée à partir de la part d'effort tranchant équilibrée par l'armature, l'autre part étant équilibrée par la tôle. Ces parts étant admises proportionnelles aux moments statiques respectifs par rapport à l'axe neutre de la section mixte totale fissurée, on peut écrire, avec les notations de la figure 9.12:

$$V_{Rl,s} = V_{Rl} \frac{A_s (d_s - x)}{A_p (d_p - x)} \quad (9.18)$$

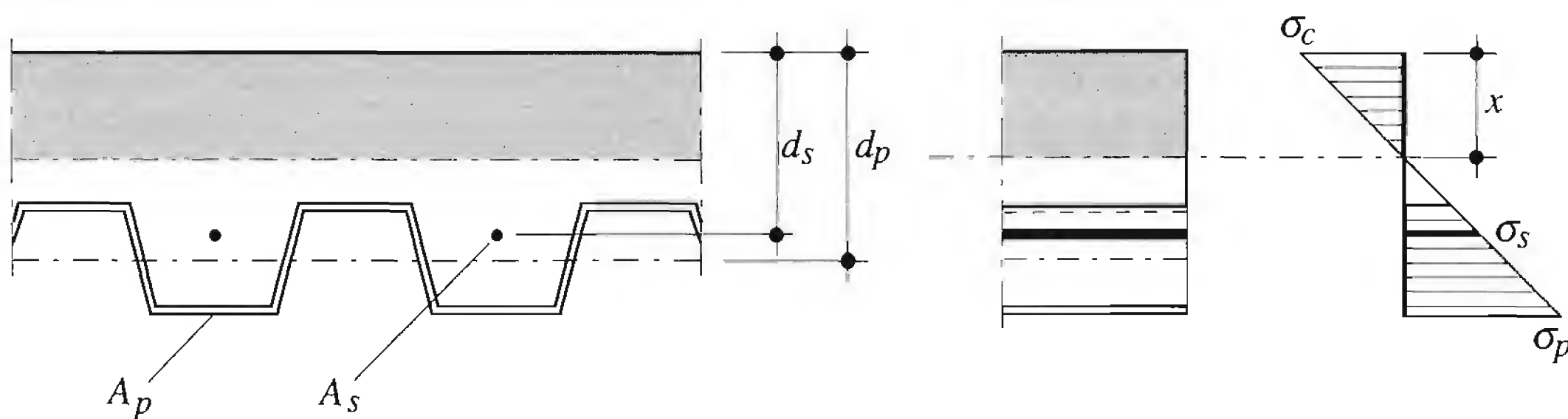


Fig. 9.12 Dalle mixte avec armature complémentaire.

La position de l'axe neutre élastique de la section totale fissurée est donnée par:

$$x = \frac{3n}{b} \left[-(A_s + A_p) + \sqrt{(A_s + A_p)^2 + \frac{2b}{3n} (A_s d_s + A_p d_p)} \right] \quad (9.19)$$

n : coefficient d'équivalence élastique ($n = E_a / E_c$)

Combinaison bossages, ancrages et armature complémentaire

La résistance ultime au cisaillement longitudinal d'une dalle mixte constituée d'une tôle profilée avec bossages, d'ancrages d'extrémité et d'une armature complémentaire est admise égale à la somme des efforts tranchants limites V_R respectifs :

$$V_{Rl, tot} = V_{Rl} + V_{Rl, anc} + V_{Rl, s} \quad (9.20)$$

9.3.3 Vérification de la sécurité structurale

La vérification de la sécurité structurale consiste à montrer que dans les sections critiques, les valeurs de dimensionnement des efforts intérieurs sont plus petites que les valeurs de dimensionnement de la résistance ultime des sections.

Flexion positive

Cette vérification s'effectue dans la section de moment positif maximal (section I, fig. 9.5), située en général dans la travée de rive d'une dalle continue. La condition s'exprime ainsi :

$$M_d^+ \leq \frac{M_{pl}^+}{\gamma_{Rp}} \quad (9.21)$$

- M_d^+ : valeur de dimensionnement du moment de flexion
- M_{pl}^+ : résistance ultime à la flexion (9.2) ou (9.3)
- γ_{Rp} : facteur de résistance relatif aux structures avec tôle profilée ($\gamma_{Rp} = 1.1$)

Flexion négative

Cette vérification sur appui (section II, fig. 9.5) se fait avec le moment négatif considéré dans le calcul statique. La condition s'exprime ainsi :

$$M_d^- \leq \frac{M_{pl}^-}{\gamma_{Rc}} \quad (9.22)$$

- M_d^- : valeur de dimensionnement du moment négatif
- M_{pl}^- : résistance ultime à la flexion négative (9.7)
- γ_{Rc} : facteur de résistance relatif aux structures en béton ($\gamma_{Rc} = 1.2$)

Cisaillement vertical

Cette vérification dans les sections d'appui (section III, fig. 9.5) est rarement déterminante. Elle peut l'être dans le cas d'une dalle compacte très sollicitée. Elle intervient dans la section d'appui d'extrémité,

où le moment de flexion est nul, ainsi que sur un appui intermédiaire, où l'on admet qu'il n'y a pas d'interaction entre la résistance à la flexion et la résistance au cisaillement vertical. La condition s'exprime ainsi :

$$V_d \leq \frac{V_{Rv}}{\gamma_{Rc}} \quad (9.23)$$

V_d : valeur de dimensionnement de l'effort tranchant
 V_{Rv} : résistance au cisaillement de la section mixte (9.11)

Cisaillement longitudinal

Cette vérification est souvent déterminante pour les dalles mixtes à tôle profilée sans ancrage. Cela signifie que la rupture de la dalle a lieu par épuisement de la résistance de la liaison (section IV, fig. 9.5). La résistance ultime à la flexion dans la zone des moments positifs (section I) ne peut pas être atteinte. La vérification s'exprime ainsi :

$$V_d \leq \frac{V_{Rl}}{\gamma_{Rp}} \quad (9.24)$$

V_d : valeur de dimensionnement de l'effort tranchant
 V_{Rl} : résistance au cisaillement longitudinal (effort tranchant limite, éq. (9.13) ou (9.20))

Poinçonnement

Si une charge concentrée Q est appliquée sur une dalle mixte (section V, fig. 9.5), la vérification de la sécurité structurale s'exprime ainsi :

$$Q_d \leq \frac{V_{Rp}}{\gamma_{Rc}}$$

Q_d : valeur de dimensionnement de la charge concentrée poinçonnante
 V_{Rp} : résistance au poinçonnement de la dalle mixte (9.12)

9.3.4 Vérification de l'aptitude au service

Calcul des flèches

Pour le calcul des flèches des dalles mixtes, on fait en général les hypothèses suivantes :

- la dalle est assimilée à une poutre continue d'inertie constante égale à la moyenne des inerties positives des sections fissurées et non fissurées $I_{bm} = (I_{bf} + I_{bh}) / 2$;
- pour tenir compte des effets à long terme du béton, on admet un coefficient d'équivalence $n = E_a / E_c$ différent selon la durée d'application des charges (§ 10.5.8) : par exemple $n = 7$ pour les charges utiles de courte durée et $n = 21$ pour les charges permanentes ; il est également possible de considérer un coefficient d'équivalence moyen égal à 15 en cas de béton de densité normale, valable pour toutes les charges.

Caractéristiques des sections

Le calcul des flèches des dalles mixtes s'effectue à l'aide des caractéristiques élastiques des sections (fig. 9.13). Le moment d'inertie I_{bh} d'une *section mixte non fissurée* ou *homogène* (toute la section de béton est prise en considération) est donné par la relation suivante (notations selon fig. 9.13(b)):

$$I_{bh} = \frac{bh_c^3}{12n} + \frac{bh_c}{b} \left(x_h - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_ch_p^3}{12n} + \frac{b_ch_p}{n} \left(h - x_h - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_p(d_p - x_h)^2 + A_s(x_h - d_s)^2 + I_p \quad (9.26)$$

avec

$$x_h = \frac{b \frac{h_c^2}{2} + b_ch_pd_p + n(A_pd_p + A_se_s)}{bh_c + b_ch_p + n(A_p + A_s)} \quad (9.27)$$

- x_h : position de l'axe neutre élastique en section homogène
 b_c : largeur totale des nervures pour une largeur unitaire de dalle (1 m): $b_c = \Sigma b_0$

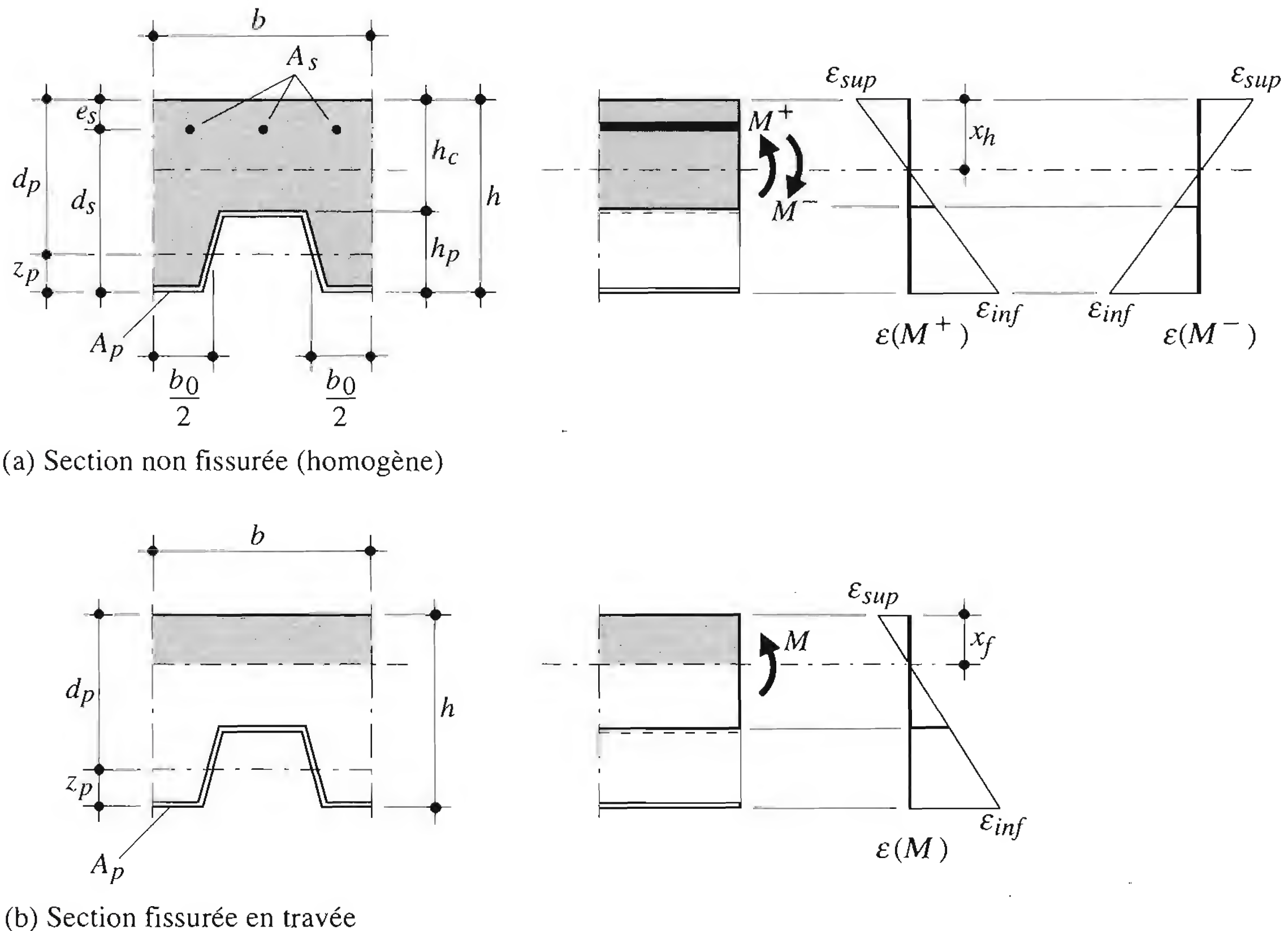


Fig. 9.13 Sections de dalle mixte non fissurées et fissurées.

Le moment d'inertie I_{bf} d'une *section mixte fissurée* (le béton tendu est négligé) en flexion positive (travée) est donné par la relation suivante:

$$I_{bf} = \frac{b x_f^3}{3n} + A_p (d_p - x_f)^2 + I_p \quad (9.28)$$

avec

$$x_f = \frac{n A_p}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d_p}{n A_p}} - 1 \right) \quad (9.29)$$

- x_f : position de l'axe neutre élastique en section fissurée
- A_p : aire de la section d'acier de la tôle profilée
- d_p : position de l'axe de gravité de la tôle profilée par rapport à la fibre supérieure de la dalle
- b : largeur unitaire (1 m)
- n : coefficient d'équivalence ($n = E_a/E_c$)
- I_p : moment d'inertie de la section d'acier de la tôle profilée (non réduite)

Vérification des flèches

Au *stade de construction*, la flèche due au poids propre de la tôle et du béton frais doit être limitée pour des exigences d'aspect et pour réduire le poids du surplus de béton dû à l'effet de mare (§ 9.2.3):

$$w_2 = w(g_p + g_c) \leq w_{lim} = \frac{l}{180} \leq 20 \text{ mm} \quad (9.30)$$

Au *stade définitif*, les flèches doivent être limitées afin que les éléments en liaison avec la dalle (faux-plafonds, canalisations techniques, chapes, cloisons) ne soient pas endommagés (exigences d'aptitude au fonctionnement). Il n'est donc pas nécessaire d'inclure la flèche de la tôle au stade de construction dans la vérification de la flèche totale de la dalle mixte. Il faut cependant tenir compte des exigences de rigidité et confort sous l'effet de la charge utile. Les valeurs limites de la flèche verticale sont alors les suivantes (l est la portée de la dalle):

- sous l'effet d'une action variable de courte durée, par exemple la charge utile:

rigidité, confort: $w_4 = w(q_{ser, court}) \leq w_{lim} = \frac{l}{350} \quad (9.31)$

Si la dalle mixte supporte des éléments très fragiles (revêtements de sol, cloisons, etc.), la flèche due à une action de courte durée doit être limitée à une valeur plus petite.

- sous l'effet des charges permanentes et d'une action variable de longue durée, par exemple la charge utile dans un entrepôt:

aptitude au fonctionnement: $w_{max} = w(q_{fin} + q_{ser, long}) \leq w_{lim} = \frac{l}{300} \quad (9.32)$

Si l'élancement de la dalle l/d_p (portée / hauteur utile) ne dépasse pas une certaine valeur, par exemple celle donnée dans l'Eurocode 2, la vérification des flèches n'est pas nécessaire. Pour les dalles continues portant dans une seule direction, faiblement sollicitées, cette valeur limite est la suivante :

$$\frac{l}{d_p} \leq 32 \quad (9.33)$$

Vérification de l'ouverture des fissures du béton

Etant donné la présence de la tôle profilée à la face inférieure de la dalle, seule l'ouverture des fissures du béton sur appui doit être vérifiée. Cette vérification s'effectue selon les règles propres aux constructions en béton armé, par exemple celles énoncées dans la norme SIA 162 ou dans l'Eurocode 2.

En cas d'exigences normales (faibles agressivités physiques et chimiques, pas de dommage lors de l'apparition de fissures, pas d'exigence relative à l'étanchéité de la dalle, fissuration tolérée eu égard à l'aspect), une armature minimale disposée sur appui est suffisante. Elle est nécessaire lorsque la dalle mixte est dimensionnée comme une série de poutres simples.

Cette armature minimale est la suivante (h_c voir fig. 9.7) :

- pour les dalles étayées lors du bétonnage $\rho = \frac{A_s}{b h_c} \geq 0.4\%$ (9.34)

- pour les dalles non étayées lors du bétonnage $\rho \geq 0.2\%$ (9.35)

Vérification du comportement vibratoire

La tendance d'un plancher mixte à vibrer de manière perceptible dépend de sa masse, de sa rigidité, de ses caractéristiques dynamiques et de la nature du phénomène qui provoque cette mise en vibration. Ce dernier peut être dû au mouvement des occupants, à des machines ou à d'autres effets extérieurs transmis par la structure porteuse (par exemple le trafic routier ou ferroviaire à proximité ou une construction voisine).

La faible masse d'un plancher mixte, qui est l'un de ses avantages structuraux, peut conduire à une réponse plus « vivante » qu'un plancher-dalle en béton armé, sous des sollicitations similaires. La dalle mixte porte dans une seule direction, ce qui accentue encore cette sensibilité par rapport à une dalle portant dans deux directions.

Les méthodes de calcul permettant de déterminer si un plancher est acceptable du point de vue de son comportement vibratoire sont en général basées sur des approches empiriques simplifiées, étant donné la complexité de la modélisation des charges et de la réponse structurale du système. Ces méthodes sont toutes basées sur un comportement unidirectionnel et prennent en compte la structure entière du plancher, y compris la poutraison. Une méthode de vérification du comportement vibratoire d'un plancher complet (dalle + poutres) est donnée à la section 10.6.

La vérification du comportement vibratoire d'une dalle mixte (sans poutraison) reposant sur des supports rigides (murs en maçonnerie par exemple) peut être effectuée en assimilant la dalle à une série de poutres mixtes juxtaposées. La fréquence fondamentale de la dalle vaut alors, en analogie avec (10.103) :

$$f_1 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_a I_{bh}}{\bar{m} l^4}} \quad (9.36)$$

- I_{bh} : moment d'inertie de la section mixte non fissurée rapporté à l'acier [m^4]
 E_a : module d'élasticité de l'acier ($E_a = 210 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$)
 \bar{m} : masse linéique de la dalle en vibration, comprenant son poids propre, la charge permanente et une part à estimer de la charge utile [kg/m]
 l : portée de la dalle (portée équivalente en poutre simple) [m]

A partir de cette fréquence propre, il est possible de déterminer par exemple:

- l'accélération maximale de la dalle due à une action dynamique répétée: machine tournante, personnes effectuant des sauts à rythme cadencé, etc. (vibrations continues);
- l'accélération de la dalle due à une action unique: personne marchant sur la dalle, coup de talon, choc, etc. (vibrations transitoires).

En cas de vibrations continues, il faut éviter les phénomènes de résonance. La fréquence propre de la dalle doit être supérieure à une valeur limite (norme SIA 160, tableau 5). En cas de vibrations transitoires, il faut évaluer le confort à l'aide de diagrammes donnant le pourcentage d'amortissement requis pour que le seuil de tolérance ne soit pas dépassé. Un exemple de vérification d'un plancher complet est donné au chapitre 10.

9.4 Exemple numérique: dimensionnement d'une dalle mixte

Données

Soit le bâtiment présenté au paragraphe 6.9.3 pour lequel les charges et actions ont été déterminées au paragraphe 6.9.4. Il s'agit ici de choisir et vérifier la tôle et l'épaisseur de béton composant les dalles mixtes des étages d'habitation du bâtiment.

Système statique

La tôle repose sur les solives écartées de 2 m. La longueur d'une tôle est de 8 m, représentant 4 travées de 2 m. Le système de la dalle mixte est illustré à la figure 9.14.

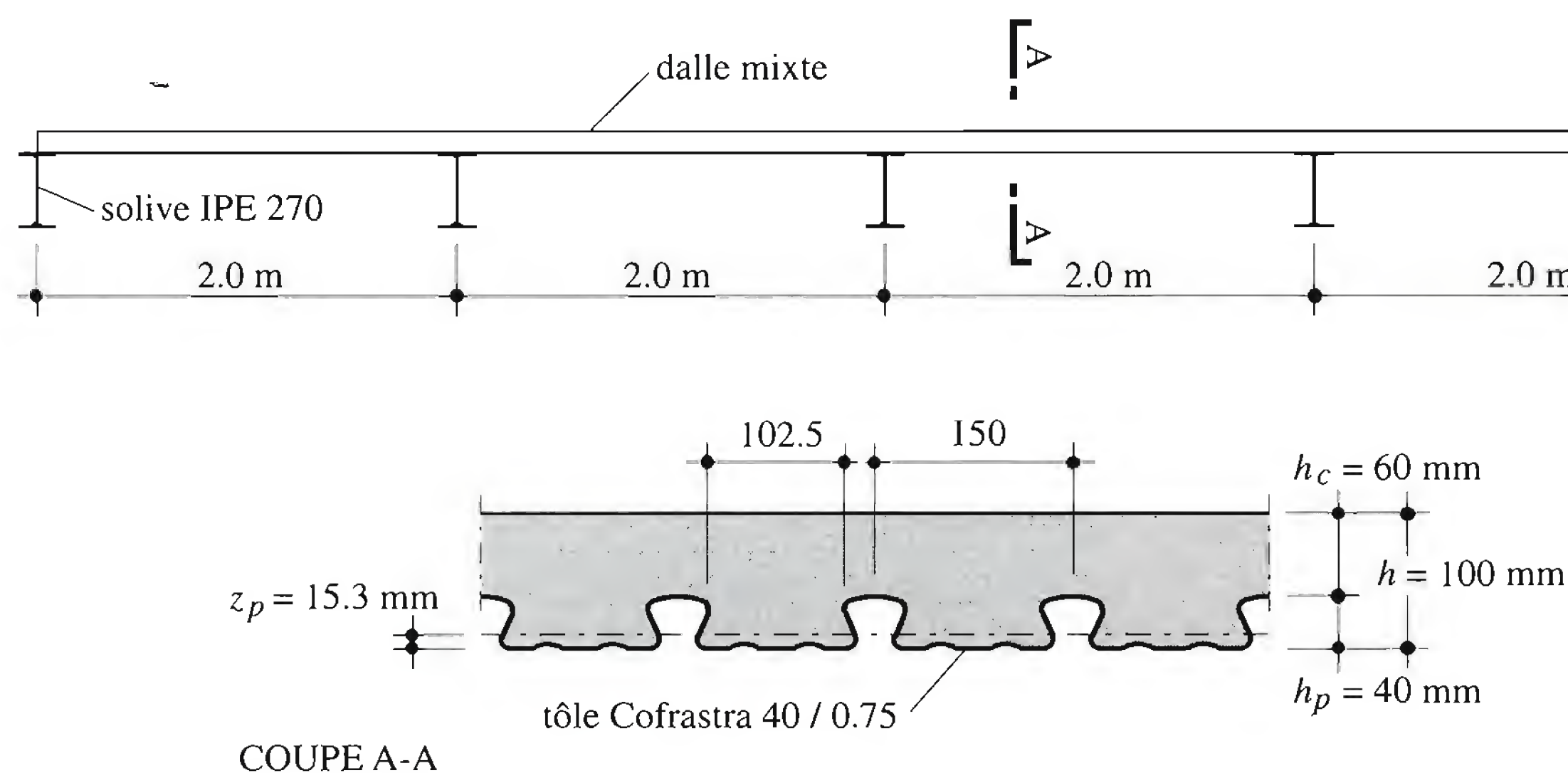


Fig. 9.14 Dalle mixte à vérifier (locaux habitables).

Les choix suivants sont effectués :

Tôle profilée	:	Cofrastra 40/0.75, acier SE 320 G ($f_{yp} = 320 \text{ N/mm}^2$)
Epaisseur totale de la dalle	:	$h = 100 \text{ mm}$
Type de béton	:	B 35/25 ($f_c = 16 \text{ N/mm}^2$); correspondance Eurocode 2: C 25/30
Type d'armature	:	Treillis ARTEC, acier B550 ($f_{ys} = 550 \text{ N/mm}^2$)

Charges à considérer

- Stade de construction, par m de largeur de tôle
Remarque: avec une portée de 2 m et une tôle Cofrastra 40/0.75, un étayage n'est pas nécessaire lors du bétonnage.
Poids propre de la tôle : $g_p = 0.099 \text{ kN/m}$
Poids propre du béton frais : $g_c = 2.25 \text{ kN/m}$
Charge de construction : $q_{m1} = 1.5 \text{ kN/m}$ (surface $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$)
 $q_{m2} = 0.75 \text{ kN/m}$ (surface restante)
- Stade définitif, par m de largeur de dalle
Poids propre de la tôle : $g_p = 0.099 \text{ kN/m}$
Poids propre du béton : $g_c = 2.25 \text{ kN/m}$
Poids propre des finitions : $q_{fin} = 1.6 \text{ kN/m}$
Charge utile : $q_r = 2.0 \text{ kN/m}$, $q_{ser,long} = 0.5 \text{ kN/m}$, $q_{ser,court} = 1.5 \text{ kN/m}$

Situations de risque

- Stade de construction
La tôle est soumise à une seule situation de risque:
Charge de construction prépondérante : $1.3 g_p + 1.5 (q_{m1}, q_{m2}) + 1.3 g_c$
- Stade définitif
La dalle mixte est soumise à une seule situation de risque:
Charge utile prépondérante : $1.3 (g_p, g_c) + 1.5 q_r + 1.3 q_{fin}$

Efforts intérieurs

- Stade de construction
Le système statique de la tôle lors du bétonnage ainsi que les différents cas de charge étudiés sont représentés à la figure 9.15. Tous les calculs sont faits pour une tôle de 1 m de largeur.
On choisit une analyse élastique:

Cas (i)

$$\begin{aligned}
 M_d^+ &= 0.0772 \cdot 1.3 (g_p + g_c) l^2 + 0.094 \cdot 1.5 q_{m1} l^2 + (0.0996 - 0.094) \cdot 1.5 q_{m2} l^2 \\
 &= 0.0772 \cdot 1.3 (0.099 \text{ kN/m} + 2.25 \text{ kN/m}) \cdot (2 \text{ m})^2 + 0.094 \cdot 1.5 \cdot 1.5 \text{ kN/m} \cdot (2 \text{ m})^2 \\
 &\quad + (0.0996 - 0.094) \cdot 1.5 \cdot 0.75 \text{ kN/m} \cdot (2 \text{ m})^2 \\
 &= 1.81 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Cas (ii)

$$\begin{aligned}
 M_d^- &= -0.1071 \cdot 1.3 (g_p + g_c) l^2 - 0.1205 \cdot 1.5 q_{m2} l^2 - 0.103 \cdot 1.5 (q_{m1} - q_{m2}) l^2 \\
 &= -0.1071 \cdot 1.3 (0.099 \text{ kN/m} + 2.25 \text{ kN/m}) \cdot (2 \text{ m})^2 - 0.1205 \cdot 1.5 \cdot 0.75 \text{ kN/m} \cdot (2 \text{ m})^2 \\
 &\quad - 0.103 \cdot 1.5 (1.5 \text{ kN/m} - 0.75 \text{ kN/m}) (2 \text{ m})^2 \\
 &= -2.31 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

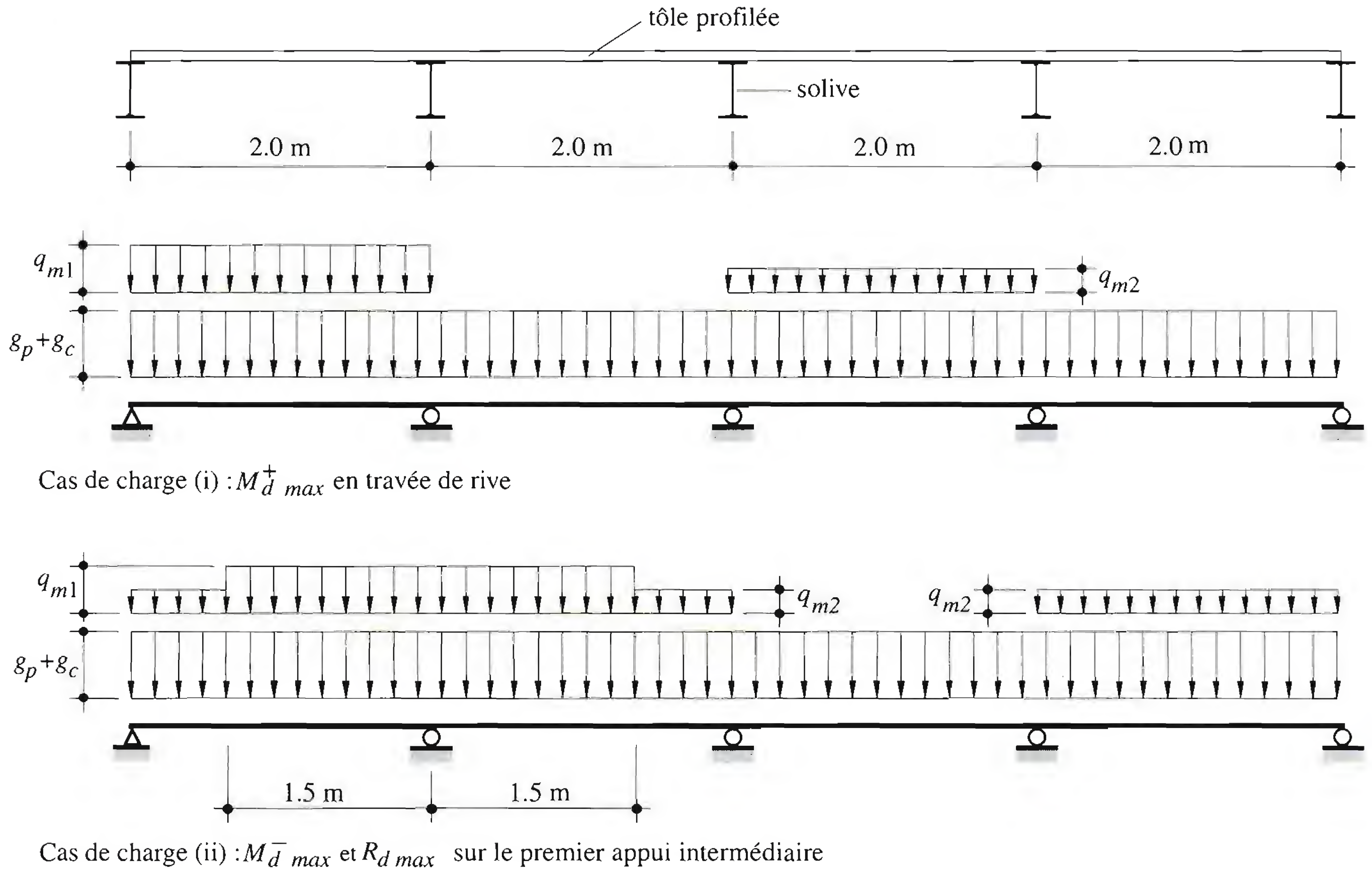


Fig. 9.15 Tôle profilée, système statique et cas de charge déterminants au stade de construction.

$$\begin{aligned}
 R_d &= 1.1428 \cdot 1.3 (g_p + g_c) l + 1.2231 \cdot 1.5 q_{m2} l + 1.118 \cdot 1.5 (q_{m1} - q_{m2}) l \\
 &= 1.1428 \cdot 1.3 (0.099 \text{ kN/m} + 2.25 \text{ kN/m}) \cdot 2 \text{ m} + 1.2231 \cdot 1.5 \cdot 0.75 \text{ kN/m} \cdot 2 \text{ m} \\
 &\quad + 1.118 \cdot 1.5 (1.5 \text{ kN/m} - 0.75 \text{ kN/m}) \cdot 2 \text{ m} = 12.25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- **Stade définitif**

Méthode: on néglige l'armature sur appui et on considère la dalle comme une série de poutres simples (fig. 9.16). Tous les calculs sont faits pour une dalle de 1 m de largeur.

$$\begin{aligned}
 M_d^+ &= \frac{1.3 (g_p + g_c) l^2}{8} + \frac{1.3 q_{fin} l^2}{8} + \frac{1.5 q_r l^2}{8} \\
 &= \frac{1.3 \cdot (0.099 \text{ kN/m} + 2.25 \text{ kN/m}) \cdot (2 \text{ m})^2}{8} + \frac{1.3 \cdot 1.6 \text{ kN/m} \cdot (2 \text{ m})^2}{8} \\
 &\quad + \frac{1.5 \cdot 2.0 \text{ kN} \cdot (2 \text{ m})^2}{8} = 4.1 \text{ kNm} \\
 V_d &= \frac{1.3 (g_p + g_c) l}{2} + \frac{1.3 q_{fin} l}{2} + \frac{1.5 q_r l}{2} \\
 &= \frac{1.3 \cdot (0.099 \text{ kN/m} + 2.25 \text{ kN/m}) \cdot 2 \text{ m}}{2} + \frac{1.3 \cdot 1.6 \text{ kN/m} \cdot 2 \text{ m}}{2} + \frac{1.5 \cdot 2.0 \text{ kN} \cdot 2 \text{ m}}{2} \\
 &= 8.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

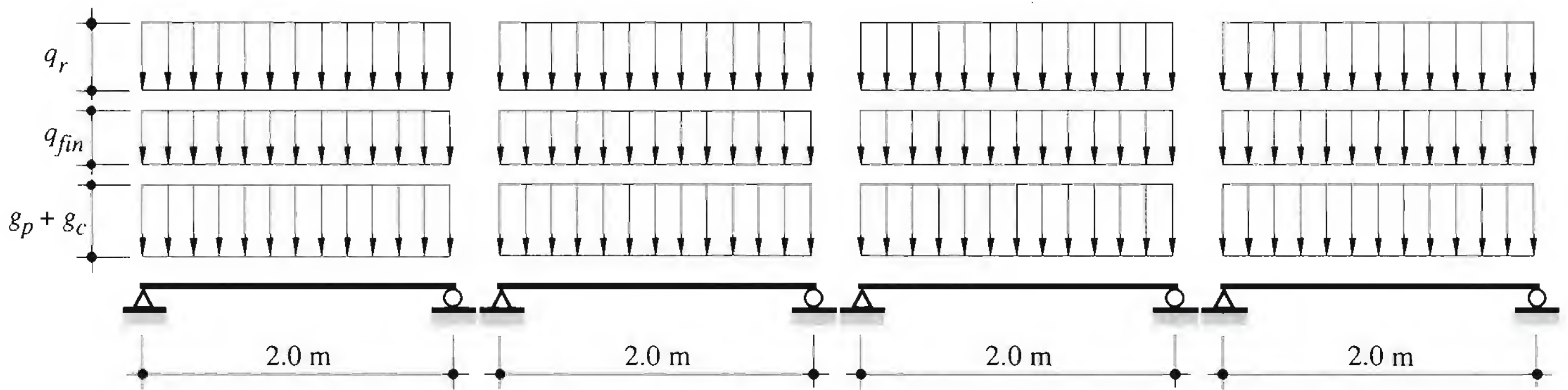


Fig. 9.16 Système statique de la dalle au stade définitif.

Sécurité structurale

- Stade de construction
 - Choix de la tôle: Cofrastra 40/0.75, SE 320 G, résistances en section:

$$\left. \begin{aligned} M_u^+ &= 2.58 \text{ kNm} \\ M_u^- &= 3.14 \text{ kNm} \\ R_u (l_{appui} = 135 \text{ mm}) &= 38.0 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{valeurs (calculées) données par le fabricant} \\ (l_{appui} = 2 c \text{ du profilé IPE 270}) \end{array}$$

- Vérifications:

$$M_d^+ \leq \frac{M_u^+}{\gamma_{Rp}} \Rightarrow 1.81 \text{ kNm} < \frac{2.58 \text{ kNm}}{1.1} = 2.34 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$M_d^- \leq \frac{M_u^-}{\gamma_{Rp}} \Rightarrow 2.31 \text{ kNm} < \frac{3.14 \text{ kNm}}{1.1} = 2.85 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$R_d \leq \frac{R_u}{\gamma_{Rp}} \Rightarrow 12.25 \text{ kN} < \frac{38.0 \text{ kN}}{1.1} = 34.5 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$\frac{M_d^-}{M_u^- / \gamma_{Rp}} + \frac{R_d}{R_u / \gamma_{Rp}} = \frac{2.31}{3.14 / 1.1} + \frac{12.25}{38.0 / 1.1} = 1.16 < 1.25 \quad \text{OK}$$

- Stade définitif
 - Résistance à la flexion de la dalle mixte:

$$M_{pl}^+ = f_{yp} A_p \left(d_p - \frac{x_{pl}}{2} \right) = f_{yp} A_p \left(h - z_p - \frac{x_{pl}}{2} \right)$$

$$f_{yp} = 320 \text{ N/mm}^2, \quad A_p = 1200 \text{ mm}^2, \quad z_p = 15.3 \text{ mm}$$

$$x_{pl} = \frac{f_{yp} A_p}{f_c b} = \frac{320 \text{ N/mm}^2 \cdot 1200 \text{ mm}^2}{16 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm}} = 24 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pl}^+ &= 320 \text{ N/mm}^2 \cdot 1200 \text{ mm}^2 \cdot \left(100 \text{ mm} - 15.3 \text{ mm} - \frac{24 \text{ mm}}{2} \right) \\ &= 27.9 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 27.9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Cisaillement vertical

$$V_{Rv} = \tau_c b_0 d_p \text{ (pour une nervure)}$$

avec

$$\tau_c = 0.9 \text{ N/mm}^2$$

$$d_p = h - z_p = 100 \text{ mm} - 15.3 \text{ mm} = 84.7 \text{ mm}$$

$$b_0 = 150 \text{ mm} - 47.5 \text{ mm} = 102.5 \text{ mm}$$

$$\text{Pour une nervure: } V_{Rv} = 0.9 \text{ N/mm}^2 \cdot 102.5 \text{ mm} \cdot 84.7 \text{ mm} = 7814 \text{ N}$$

$$\text{Nombre de nervures par mètre: } n = \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} = 6.667$$

$$\text{Pour une largeur de 1 m: } V_{Rv} = 6.667 \cdot 7.814 \text{ kN} = 52.1 \text{ kN}$$

– Cisaillement longitudinal

$$V_{Rl} = 0.9 b d_p \left(m \frac{A_p}{b l_v} + k \right)$$

avec

$$m = 149 \text{ N/mm}^2; k = 0.131 \text{ N/mm}^2; l_v = \frac{l}{4} = \frac{2000 \text{ mm}}{4} = 500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_{Rl} &= 0.9 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 84.7 \text{ mm} \left(149 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{1200 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm}} + 0.131 \text{ N/mm}^2 \right) \\ &= 37.2 \cdot 10^3 \text{ N} = 37.2 \text{ kN} \end{aligned}$$

– Vérifications

$$M_d^+ \leq \frac{M_{pl}^+}{\gamma_{Rp}} \Rightarrow 4.1 \text{ kNm} < \frac{27.9 \text{ kNm}}{1.1} = 25.4 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$V_d \leq \frac{V_{Rv}}{\gamma_{Rc}} \Rightarrow 8.1 \text{ kN} < \frac{52.1 \text{ kN}}{1.2} = 43.4 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$V_d \leq \frac{V_{Rl}}{\gamma_{Rp}} \Rightarrow 8.1 \text{ kN} < \frac{37.2 \text{ kN}}{1.1} = 33.8 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Aptitude au service

- Stade de construction

– Calcul des flèches:

Les coefficients numériques des formules de calcul des flèches sont tirés des tables SZS C 4.1.

Le système statique déterminant pour le calcul de la flèche est donné à la figure 9.17.

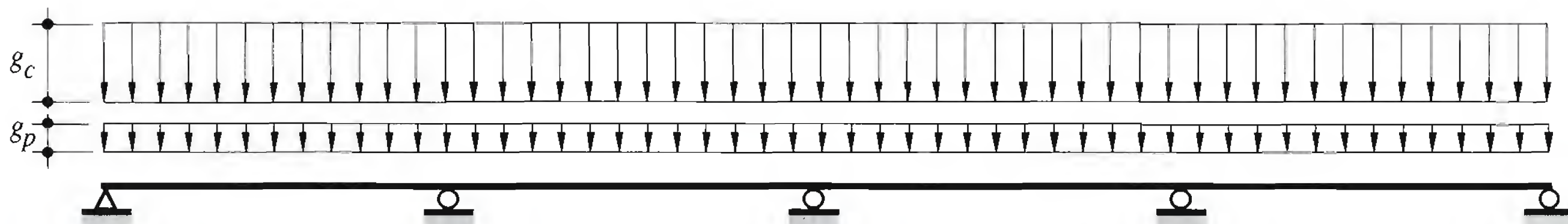


Fig. 9.17 Système statique déterminant pour le calcul de la flèche due au poids propre.

Poids propre

$$w_g = 30.1 \frac{l^4}{I_{ef}} (g_p + g_c)$$

$$I_{ef} = 0.207 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m} \text{ (valeur donnée par le fabricant)}$$

$$w_g = 30.1 \frac{(2\text{m})^4 \cdot (0.099 + 2.25) \cdot 10^3 \text{ N/m}}{0.207 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 5.5 \text{ mm}$$

– Effet de mare:

Il est nécessaire de tenir compte du poids du surplus de béton si:

$$w_g \geq \frac{l_m}{250} = \frac{2000 \text{ mm}}{250} = 8.0 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}, \text{ ce qui n'est pas le cas.}$$

– Vérification:

$$w_g = 5.5 \text{ mm} \leq w_{lim} = \frac{l}{180} = \frac{2000 \text{ mm}}{180} = 11.1 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

• Stade définitif

– Vérification des flèches:

Cette vérification est effectuée à titre indicatif, car selon l'Eurocode 2, la vérification des flèches n'est pas nécessaire lorsque l'élancement de la dalle l/d_p ne dépasse pas 32 (dans notre cas, $l/d_p = 2000 \text{ mm} / 84.7 \text{ mm} = 23.6 < 32$).

Inertie de la dalle mixte (choix: $n = 15$, armature négligée: $A_s = 0$)

Section homogène

$$\begin{aligned} x_h &= \frac{b \frac{h_c^2}{2} + b_c h_p d_p + n A_p d_p}{b h_c + b_c h_p + n A_p} \\ &= \frac{1000 \text{ mm} \frac{(60 \text{ mm})^2}{2} + \frac{1000}{150} \cdot 102.5 \text{ mm} \cdot 40 \text{ mm} \cdot 84.7 \text{ mm} + 15 \cdot 1200 \text{ mm}^2 \cdot 84.7 \text{ mm}}{1000 \text{ mm} \cdot 60 \text{ mm} + \frac{1000}{150} \cdot 102.5 \text{ mm} \cdot 40 \text{ mm} + 15 \cdot 1200 \text{ mm}^2} \\ &= 53.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{bh} &= \frac{b h_c^3}{12 n} + \frac{b h_c}{n} \left(x_h - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_c h_p^3}{12 n} + \frac{b_c h_p}{n} \left(h - x_h - \frac{h_p}{2} \right)^2 \\ &\quad + A_p (d_p - x_h)^2 + I_p \\ I_{bh} &= \frac{1000 \text{ mm} \cdot (60 \text{ mm})^3}{12 \cdot 15} + \frac{1000 \text{ mm} \cdot 60 \text{ mm}}{15} \cdot \left(53.5 \text{ mm} - \frac{60 \text{ mm}}{2} \right)^2 \\ &\quad + \frac{\frac{1000}{150} \cdot 102.5 \text{ mm} \cdot (40 \text{ mm})^3}{12 \cdot 15} + \frac{\frac{1000}{150} \cdot 102.5 \text{ mm} \cdot 40 \text{ mm}}{15} \\ &\quad \cdot \left(100 \text{ mm} - 53.5 \text{ mm} - \frac{40 \text{ mm}}{2} \right)^2 + 1200 \text{ mm}^2 \cdot (84.7 \text{ mm} - 53.5 \text{ mm})^2 \\ &\quad + 0.259 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 6.36 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Section fissurée

$$\begin{aligned} x_f &= \frac{n A_p}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d_p}{n A_p}} - 1 \right) \\ &= \frac{15 \cdot 1200 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm}} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 84.7 \text{ mm}}{15 \cdot 1200 \text{ mm}^2}} - 1 \right) = 40.1 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{bf} &= \frac{b x_f^3}{3 n} + A_p (d_p - x_f)^2 + I_p \\
 &= \frac{1000 \text{ mm} \cdot (40.1 \text{ mm})^3}{3 \cdot 15} + 1200 \text{ mm}^2 \cdot (84.7 \text{ mm} - 40.1 \text{ mm})^2 + 0.259 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \\
 &= 4.08 \cdot 10^6 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

D'où :

$$I_{bm} = \frac{I_{bh} + I_{bf}}{2} = \frac{(6.36 + 4.08)}{2} \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 5.22 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Calcul des flèches

Finitions (fig. 9.18(a)) :

$$w(q_{fin}) = 30.1 \frac{q_{fin} l^4}{I_{bm}} = 30.1 \cdot \frac{1.6 \cdot 10^3 \text{ N/m} \cdot (2 \text{ m})^4}{5.22 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0.1 \text{ mm}$$

Charge utile (fig. 9.18(b)) :

$$w(q_{ser, court}) = 46.1 \frac{q_{ser, court} l^4}{I_{bm}} = 46.1 \cdot \frac{1.5 \cdot 10^3 \text{ N/m} \cdot (2 \text{ m})^4}{5.22 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0.2 \text{ mm}$$

$$w(q_{ser, long}) = 46.1 \frac{q_{ser, long} l^4}{I_{bm}} = 46.1 \cdot \frac{0.5 \cdot 10^3 \text{ N/m} \cdot (2 \text{ m})^4}{5.22 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0.1 \text{ mm}$$

Vérifications

$$w_4 = w(q_{ser, court}) = 0.2 \text{ mm} \leq w_{lim} = \frac{l}{350} = \frac{2000 \text{ mm}}{350} = 5.7 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned}
 w_{max} &= w(q_{fin} + q_{ser, long}) \\
 &= 0.1 \text{ mm} + 0.1 \text{ mm} = 0.2 \text{ mm} \leq w_{lim} = \frac{l}{300} = \frac{2000 \text{ mm}}{300} = 6.7 \text{ mm} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

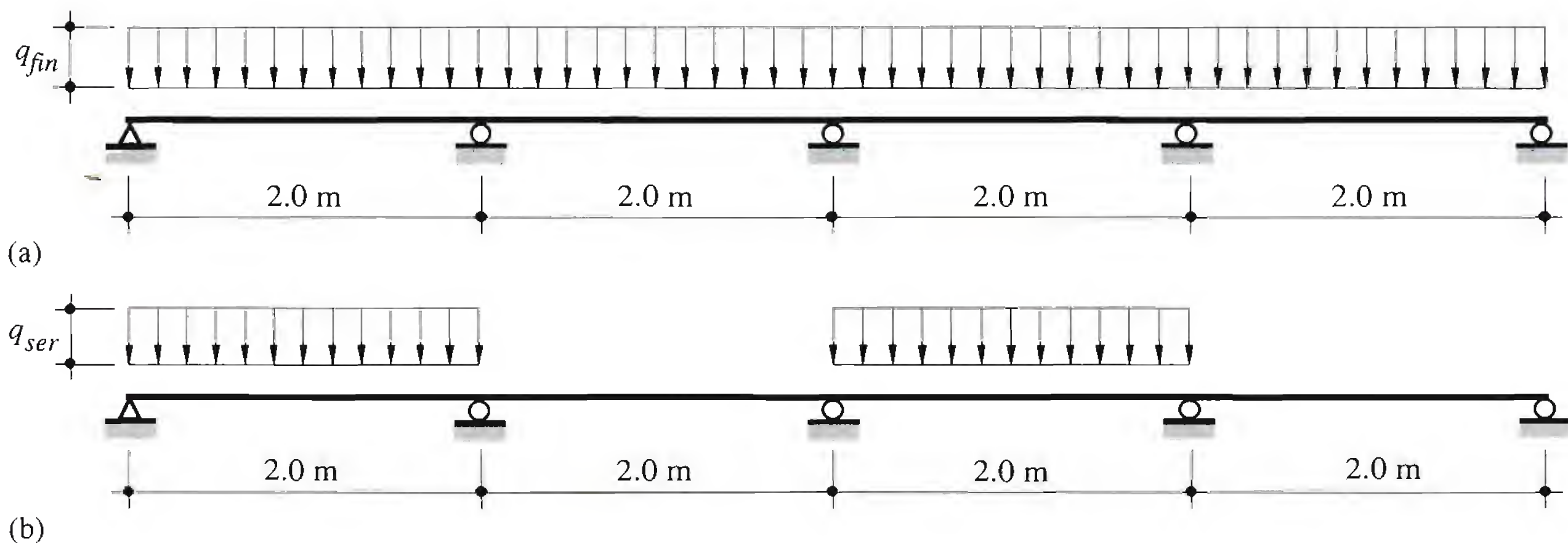


Fig. 9.18 Systèmes statiques déterminants pour le calcul des flèches dues aux finitions et à la charge utile.

– Vérification de la fissuration

$$\text{Dalle non étayée} \Rightarrow \rho = \frac{A_s}{b h_c} \geq 0.2\%$$

$$A_s \geq 0.2\% \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 60 \text{ mm} = 120 \text{ mm}^2$$

Nous choisissons un treillis de stock *ARTEC plus* de type K 126 ($A_s = 126 \text{ mm}^2$).

Références

- [9.1] ECCS/CECM/EKS, *Design manual for composite slabs*, European Convention for Constructional Steelwork, Publication N° 87, Bruxelles, 1995.
- [9.2] STARK, J.W.B. and BREKELMANS, J.W.P.M., Plastic design of continuous composite slabs, *Journal of Constructional Steel Research*, 15 (1990), pp. 23-47.
- [9.3] SCHUSTER, R.M., Composite steel-deck reinforced concrete systems failing in shear-bond, *Rapport introductif, 9^e congrès, Amsterdam*, Association internationale des ponts et charpentes (AIPC), Zurich, 1972, pp. 185-191.

10 **Sommiers et solives**



Bâtiments de l'EPFL, Ecublens (VD)

Poutres des planchers des bâtiments «Centre Midi». Les sommiers composés à âme pleine comportent des ouvertures dans l'âme, renforcées par des raidisseurs, et les solives sont des poutres alvéolées; cette conception permet le passage des conduites techniques dans la hauteur de la poutraison.

Maître de l'ouvrage : Office des constructions fédérales / Conseil des Ecoles polytechniques fédérales

Architecte : Zweifel + Strickler + Associés, Lausanne

Ingénieur : Matter Ingénieurs SA, Lausanne

Année de mise en service : 1986

Photo Michel Crisinel, ICOM-EPFL

10.1 Introduction

Les sommiers et solives sont les éléments porteurs principaux constituant l'ossature horizontale (la poutraison) des planchers de bâtiment dont nous avons abordé la conception au chapitre 4. Leur fonction principale est de transmettre aux poteaux les actions agissant sur la dalle. Ils peuvent également être chargés de transmettre les forces horizontales dues au vent ou aux séismes au système de stabilisation (contreventements ou noyau central). Ce chapitre traite le cas des poutres de plancher constituées de profilés laminés ou de profils composés à âme pleine ou évidée, résistant seuls ou en association avec le béton aux sollicitations extérieures. Le cas des poutres à treillis est considéré au chapitre 12 concernant les éléments de cadre.

Le dimensionnement des profilés laminés et des profils composés à âme pleine ainsi que de leurs assemblages est basé sur les notions et méthodes exposées au chapitre 5 «Eléments fléchis» et au chapitre 9 «Assemblages» du TGC volume 10. Dans le présent volume, la section 10.2 présente les détails d'assemblage typiques des poutres entre elles ou aux poteaux du bâtiment ainsi que les schémas symbolisant les conditions d'appui des éléments assemblés. La section 10.3 traite le dimensionnement des poutres métalliques en profilés laminés et composées à âme pleine, alors que la section 10.4 concerne plus particulièrement les poutres comportant des ouvertures dans les âmes, cas fréquent dans les poutres de bâtiment. La section 10.5 est consacrée au dimensionnement des poutres mixtes acier-béton, élément porteur très courant dans les bâtiments à ossature métallique. Enfin la section 10.6 traite des vibrations des planchers de bâtiment. Dans chacune de ces sections, on rappelle les fonctions porteuses de ces éléments, les charges et actions qui les sollicitent, les résistances en section et le calcul des efforts intérieurs, avant de procéder aux vérifications habituelles de la sécurité structurale et de l'aptitude au service. La section 10.7 rassemble quelques exemples numériques de dimensionnement de poutres métalliques et mixtes.

10.2 Assemblages

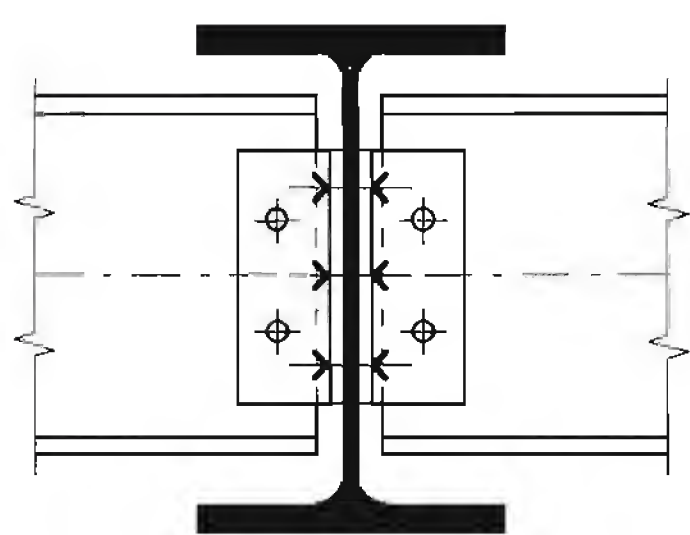
Dans les planchers de bâtiment, le principal détail de construction à résoudre est l'intersection des poutres entre elles ou avec les poteaux. Selon le mode de transmission des efforts choisi, on distingue les poutres articulées et les poutres encastrees. Le système statique de la poutre à dimensionner comprend donc la modélisation de sa géométrie ainsi que les schémas des conditions d'appui propres aux assemblages de la poutre.

10.2.1 Assemblages articulés

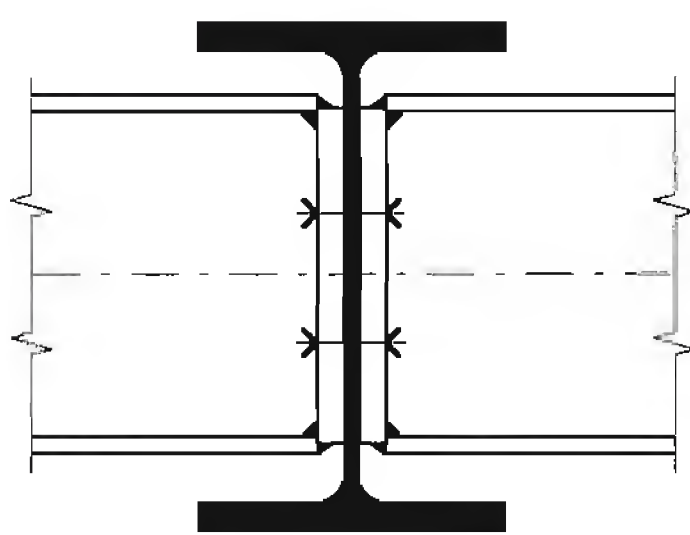
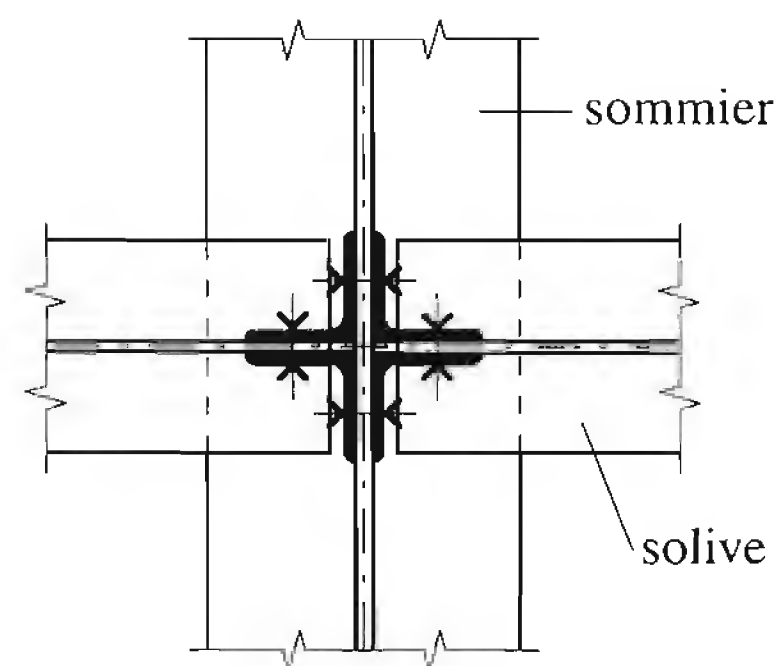
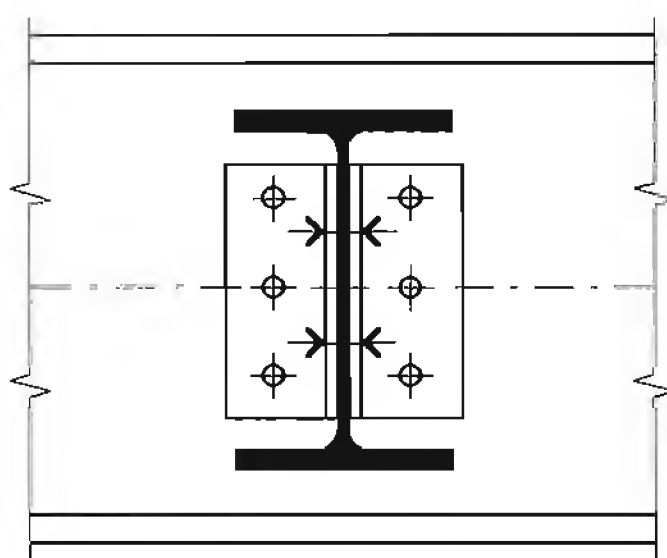
Assemblages solive-sommier

Ces assemblages ne transmettent en principe qu'un effort tranchant. En général, la transmission s'effectue uniquement par l'intermédiaire des âmes des profilés à assembler. La figure 10.1 donne quelques types courants de liaisons articulées dans les planchers (voir aussi fig. 4.41).

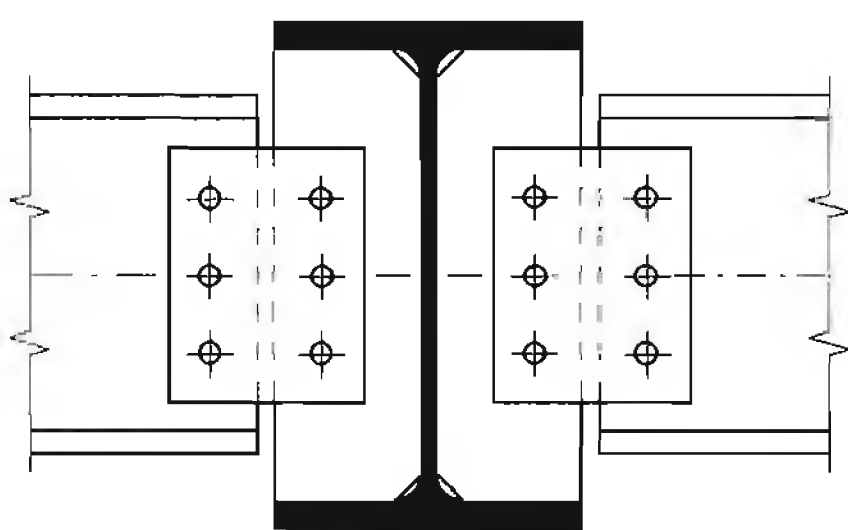
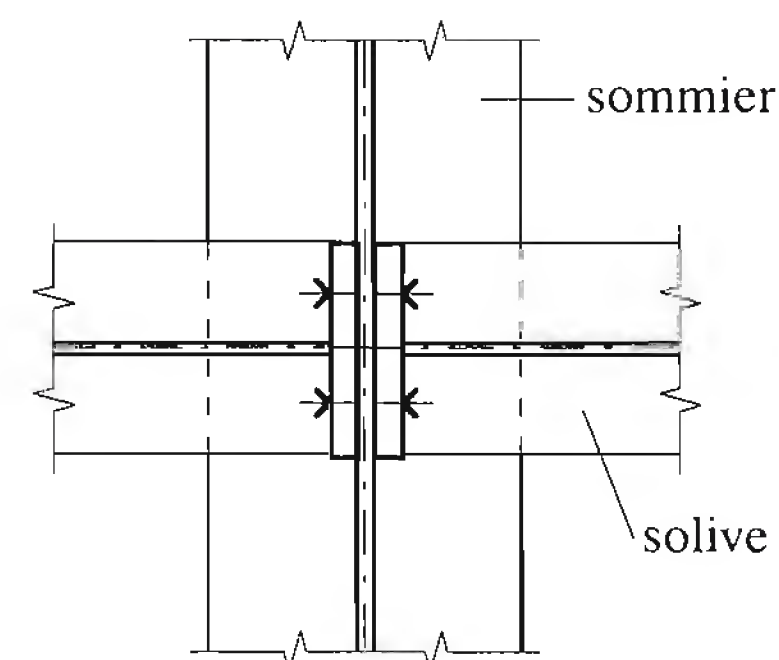
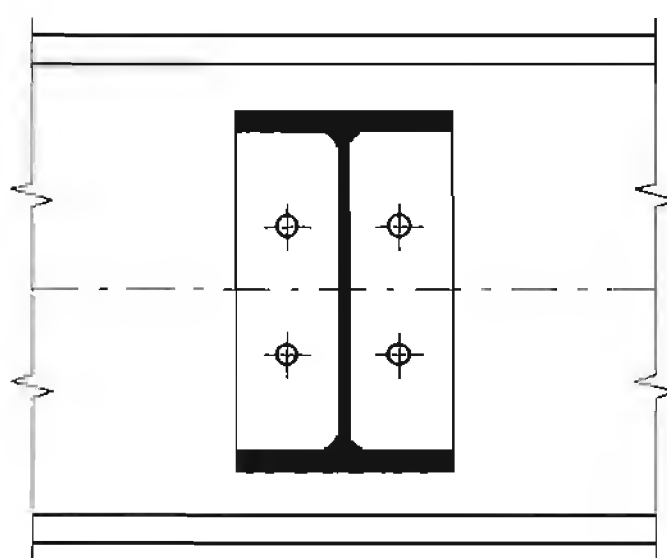
Si les poutres secondaires (solives) sont posées en appui simple sur les poutres principales (sommiers), la transmission de l'effort a lieu par contact; il suffit de prévoir une attache pour éviter le déplacement des pièces assemblées (fig. 10.2(a)). Si les ailes supérieures des solives et des sommiers sont au même niveau, il est nécessaire d'échancrer les solives (fig. 10.2(b) et (c)) ou de prévoir des raidisseurs entre les ailes du sommier (fig. 10.2(d)).



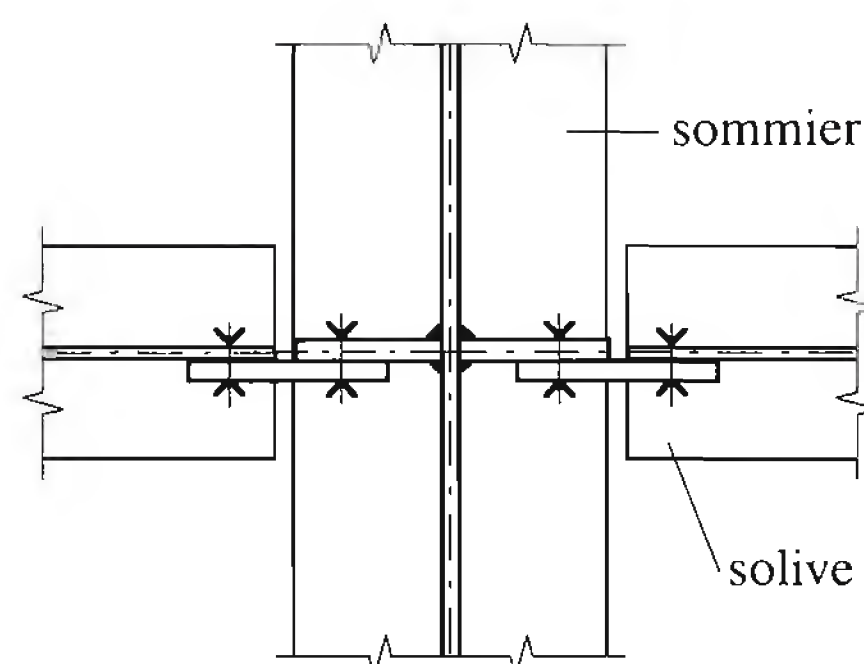
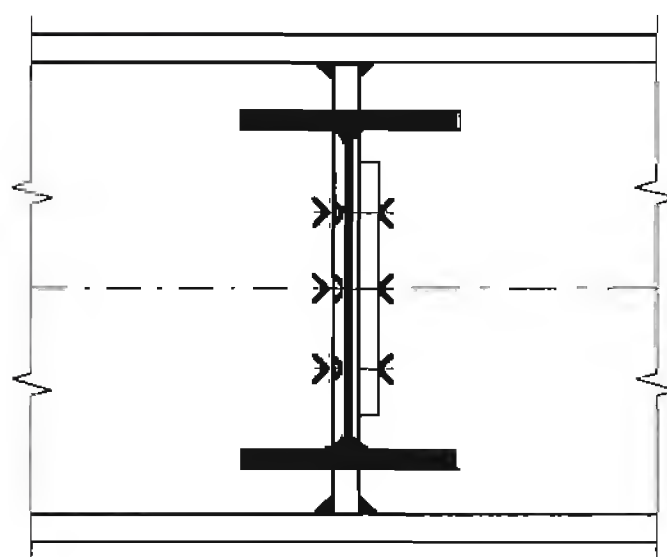
Assemblage par double cornière



Assemblage par plaque frontale



Assemblage par raidisseur et couvre-joint

**Fig. 10.1** Types courants d'assemblages solive-sommier articulés.

Avec une plaque frontale (fig. 10.2(b)), la transmission des efforts s'effectue de façon directe sans excentricité. Avec des cornières (fig. 10.2(c)), il existe une excentricité e de la réaction d'appui par rapport à l'axe des boulons sur l'âme de la solive dont il faut tenir compte dans le dimensionnement des boulons et des éléments d'assemblage.

En cas d'assemblage à l'aide de couvre-joints (ou éclisses) et raidisseurs (fig. 10.2(d)), on crée aussi une excentricité e_1 de la réaction par rapport à la rotule dont il faut tenir compte dans le dimensionnement de l'assemblage. Si l'assemblage est unilatéral, il faut également prendre en compte les efforts créés par l'excentricité e_2 tels que flexion de la plaque, torsion du sommier, etc. La figure 10.2 donne la position de l'articulation schématisant les conditions d'appui à adopter pour le dimensionnement de ces différents types d'assemblage selon les méthodes données dans le TGC volume 10 (sect. 9.3).

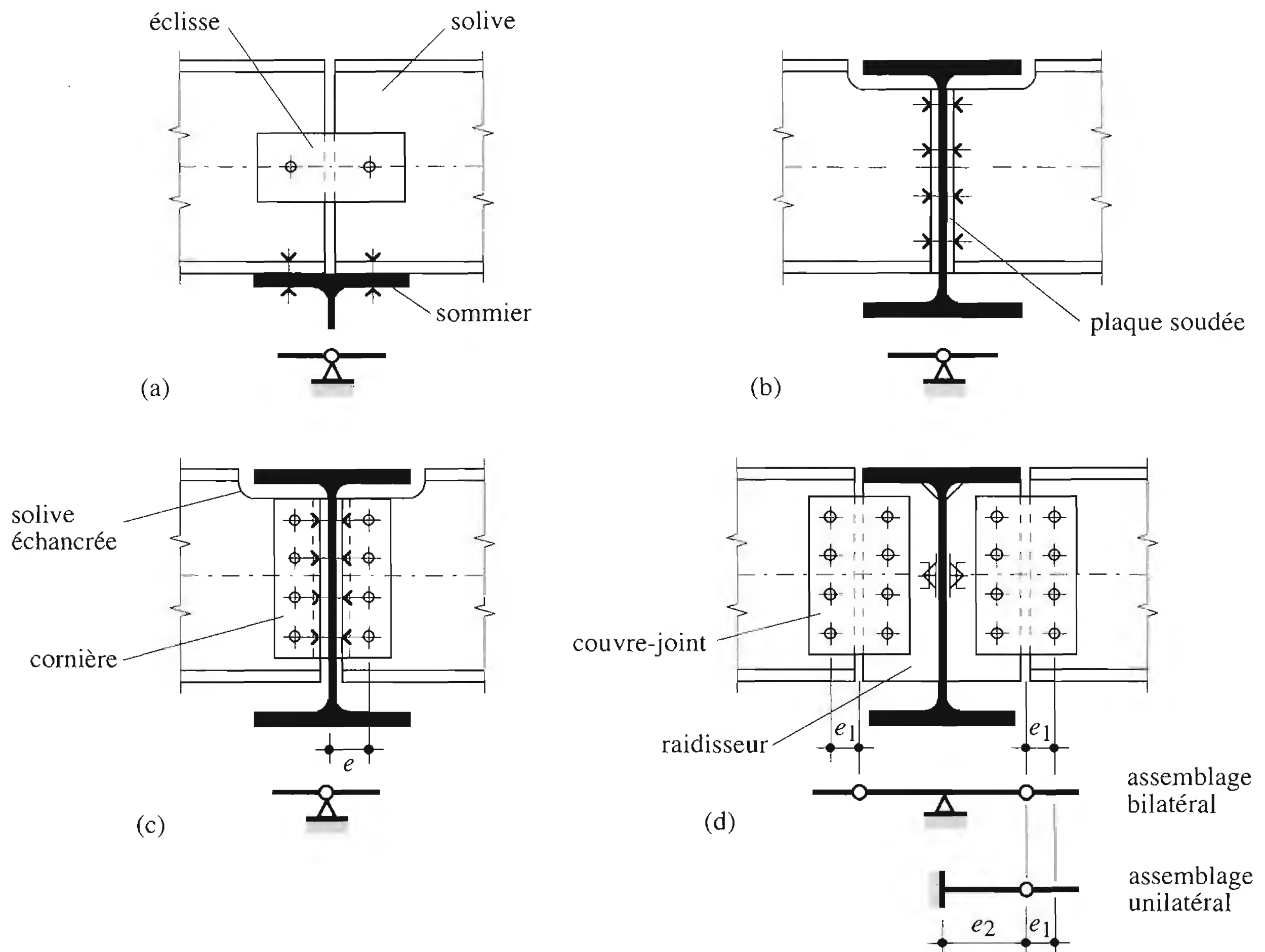


Fig. 10.2 Assemblages solive-sommier articulés et schéma des conditions d'appui.

Assemblages poutre-poteau

Les conditions d'appui propres à ces assemblages peuvent être schématisées comme celles des assemblages solive-sommier, puisque ces assemblages sont sollicités par un effort tranchant seulement. En général, la transmission s'effectue entre l'âme de la poutre et l'aile du poteau (fig. 10.3(a)) ou entre l'âme de la poutre et l'âme du poteau (fig. 10.3(b)). Si la poutre est posée sur le poteau, la transmission

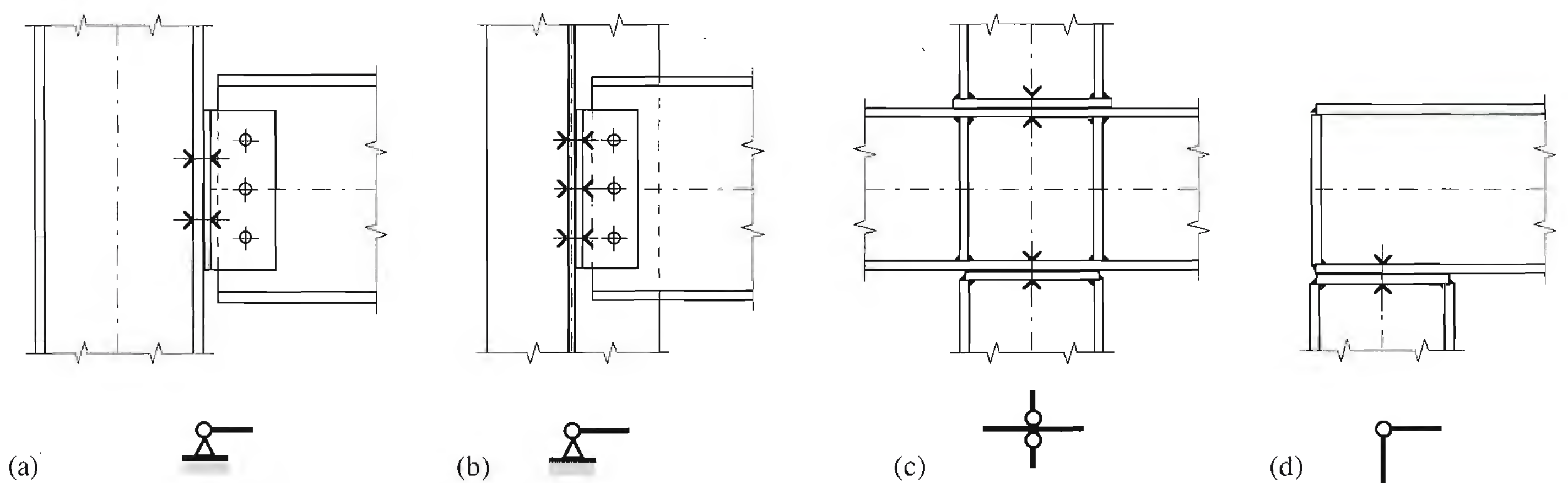


Fig. 10.3 Assemblages poutre-poteau articulés et schémas des conditions d'appui.

de l'effort a lieu par contact; il suffit à nouveau de prévoir une attache pour éviter le déplacement des pièces assemblées et d'éventuels raidisseurs selon l'importance des efforts (fig. 10.3(c) et (d)). La figure 10.3 donne également la position des articulations schématisant les conditions d'appui à adopter pour le dimensionnement de ces assemblages (TGC vol. 10, sect. 9.3).

10.2.2 Assemblages rigides

Assemblages solive-sommier

Pour de tels assemblages, il faut assurer la transmission des moments de flexion et des efforts tranchants, autrement dit la continuité de la solive ou son encastrement total ou partiel dans le sommet. Il faut parfois assurer simultanément la transmission d'un effort normal. Si les solives sont posées sur les sommiers, le moment de flexion reste dans la solive et le sommet constitue un appui fixe chargé de reprendre la réaction. Il suffit à nouveau de prévoir une attache pour éviter le déplacement des pièces assemblées et d'éventuels raidisseurs selon l'importance des efforts (fig. 10.4(a)).

Si les ailes des solives et des sommiers sont au même niveau, il est nécessaire d'échancrer les solives et de prévoir des goussets soudés sur l'âme et des couvre-joints d'aile (fig. 10.4(b)). Il faut noter que l'assemblage de la figure 10.4(c) ne permet pas la transmission de l'entier du moment plastique de la solive (encastrement partiel). La figure 10.4 donne la position présumée de l'appui et le schéma à adopter pour le dimensionnement de ces assemblages selon les méthodes données dans le TGC volume 10 (sect. 9.4).

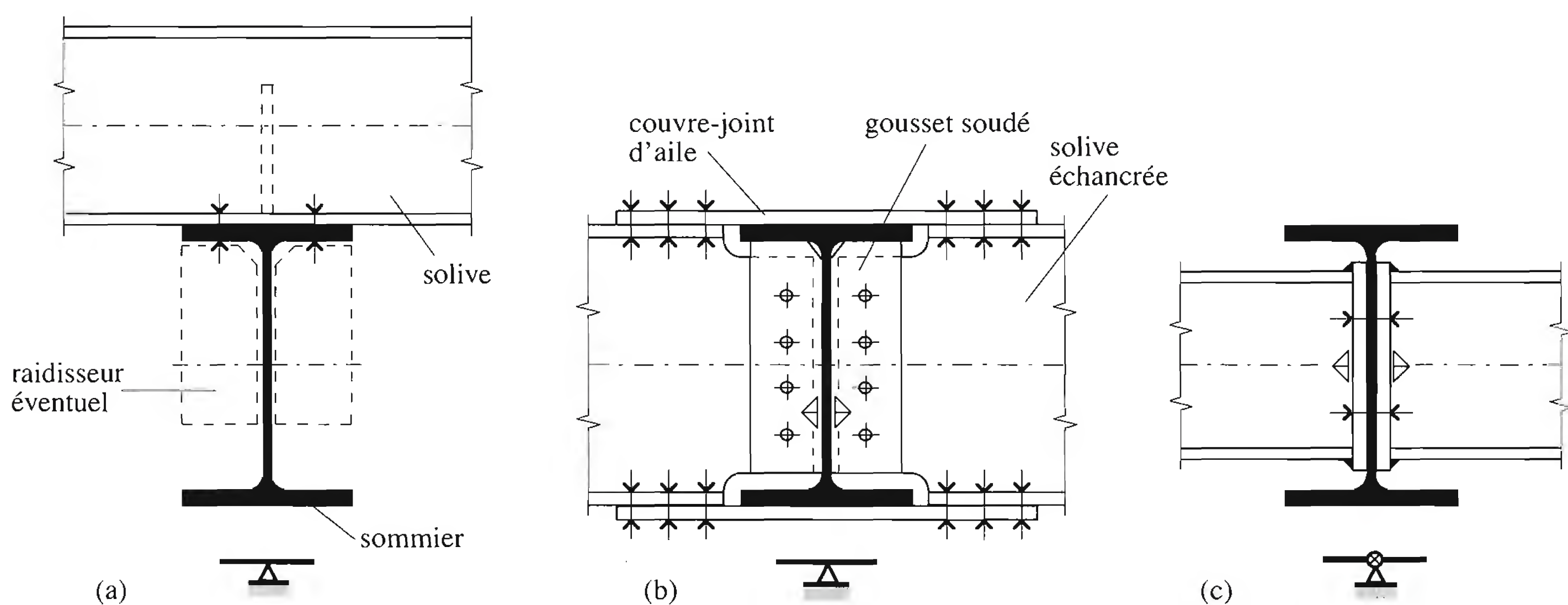


Fig. 10.4 Assemblages solive-sommier rigides et schéma des conditions d'appui.

Assemblages poutre-poteau

Les assemblages poutre-poteau sont conçus comme rigides lorsqu'on veut bénéficier des économies réalisées grâce à un calcul plastique de la structure porteuse ou quand l'effet cadre de cette dernière est requis pour résister aux charges horizontales (vent, séisme). Leur modélisation dépend de la conception choisie. La figure 10.5 donne les schémas des conditions d'appui à adopter pour le dimensionnement de ces assemblages (TGC vol. 10, sect. 9.4 et 9.5).

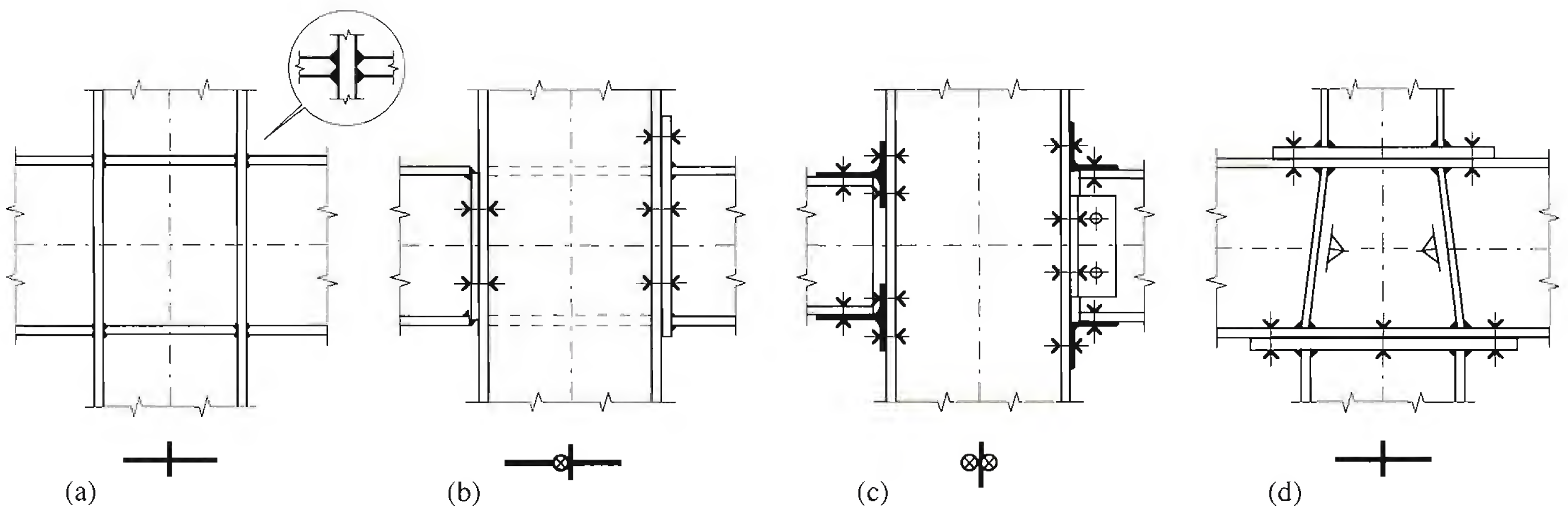


Fig. 10.5 Assemblages poutre-poteau rigides et schémas des conditions d'appui.

Les différentes possibilités de réaliser des assemblages poutre-poteau rigides ou semi-rigides sont les suivantes :

- Fig. 10.5(a). Nœud rigide obtenu par soudage complet de la poutre et du poteau, ce qui ne peut s'exécuter qu'en atelier. Un joint de montage boulonné sera alors prévu dans la travée de la poutre.
- Fig. 10.5(b). Nœud rigide ou semi-rigide réalisé par boulonnage des poutres avec plaques frontales débordantes ou affleurantes, respectivement, sur poteau continu.
- Fig. 10.5(c). Assemblage des poutres sur poteau continu par cornières d'ailes et d'âme ou profils en té (types d'assemblage peu courants en Suisse, mais qu'on rencontre ailleurs).
- Fig. 10.5(d). Nœud rigide en cas de poutre continue, avec possibilité de réaliser un changement de section du poteau à l'aide, le cas échéant, de raidisseurs soudés obliquement.

10.3 Poutres en profilés laminés et poutres composées à âme pleine

10.3.1 Actions et situations de risque

Les *actions* auxquelles les poutres d'un plancher de bâtiment sont soumises sont les suivantes :

- poids propre de la poutraison g_a ,
- poids de la dalle (en béton g_c ou mixte tôle profilée – béton g_b),
- poids des éléments non porteurs (faux-plafonds, installations techniques, isolation, chape, revêtements, cloisons, etc.) q_{fin} ,
- charge utile q ,
- efforts horizontaux éventuels (vent, séisme).

L'analyse des différentes *situations de risque* permet de déterminer la valeur de dimensionnement de la sollicitation. Pour les poutres de bâtiment, la charge prépondérante à considérer est en général la charge utile.

10.3.2 Système statique et calcul des efforts intérieurs

Le système statique d'une poutre de plancher est fonction du type d'assemblage d'extrémité, à savoir articulé ou encastré (sect. 10.2). Les solives sont en général des poutres biarticulées reposant entre les sommiers

et recevant les charges verticales du plancher (fig. 10.6(a)). Leur système statique est la poutre simple soumise à une charge uniformément répartie ou éventuellement concentrée. Si l'assemblage est encastré (parfaitement rigide), le système statique est la poutre continue (fig. 10.6(b)). Il en est forcément de même si la solive repose sur les sommiers. Les actions agissant sur la dalle de façon uniformément répartie (poids propre, charge utile) ou linéaire (par exemple un mur ou une cloison) sont appliquées au système statique de la solive considérée sous forme de charge linéique (kN/m) ou ponctuelle (kN), respectivement.

En ce qui concerne les sommiers, le système statique peut également être la poutre simple ou la poutre continue sur poteau. Ces poutres sont soumises aux réactions d'appui des solives (charges ponctuelles) ainsi qu'aux charges directes du plancher (charge linéique). Pour simplifier le calcul statique, on peut admettre, si les sommiers reprennent les réactions ponctuelles de trois solives ou plus par travée, que ces réactions peuvent être remplacées par une charge uniformément répartie.

La figure 10.6 donne deux exemples de diagrammes des moments M et des efforts tranchants V résultant d'un calcul élastique des efforts intérieurs avec les systèmes statiques considérés (poutre simple et poutre continue) soumis à une charge répartie (par exemple une charge permanente g ou variable q).

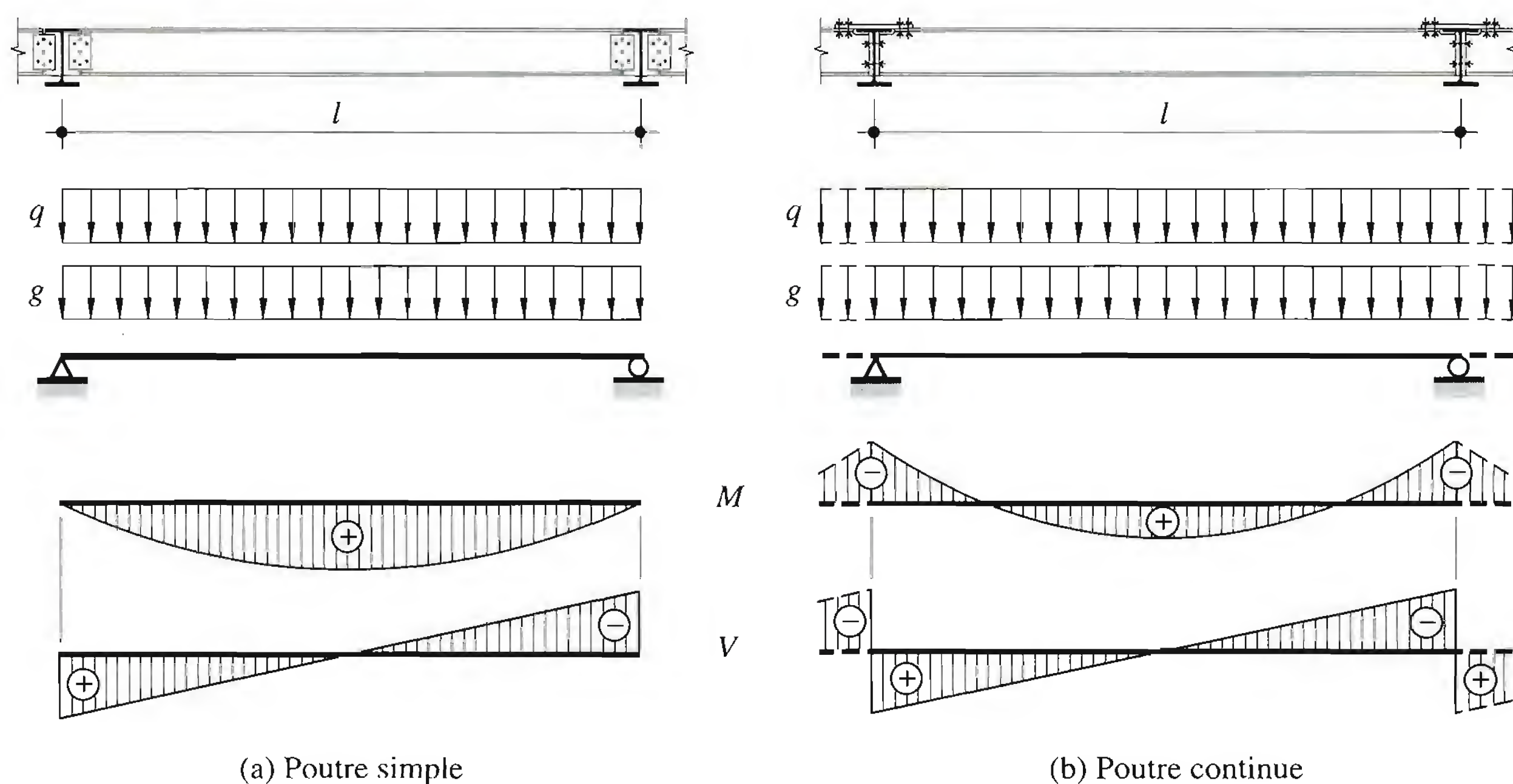


Fig. 10.6 Diagrammes des efforts intérieurs d'une solive.

10.3.3 Effet de la semi-rigidité des assemblages

En raison des détails de construction adoptés, un assemblage considéré comme une articulation (fig. 10.2) a toujours une rigidité faible mais non nulle; il est donc capable de reprendre un certain moment de flexion. De même, un assemblage considéré comme un encastrement (fig. 10.4) n'a jamais une rigidité infinie et nécessite une faible rotation pour atteindre sa résistance ultime à la flexion. Donc en réalité un assemblage présumé articulé n'est pas une rotule parfaite, parce que présentant une certaine rigidité à la rotation, et un assemblage présumé encastré ne l'est pas parfaitement, parce qu'autorisant pour ainsi dire toujours une certaine rotation relative entre les axes des poutres et poteaux assemblés. De tels assemblages sont dits *semi-rigides* ou *partiellement résistants*. Leur comportement (voir TGC vol. 10, fig. 9.2) se situe entre articulé et rigide et peut affecter, de manière sensible, la répartition des efforts intérieurs dans la structure.

Pour bien comprendre la méthodologie de la prise en compte de cette semi-continuité, reprenons le cas de la poutre de la figure 10.6 soumise à une charge uniformément répartie q . Si la poutre est articulée à ses extrémités (fig. 10.6(a)), le système statique est une poutre sur deux appuis simples. Si, au contraire, elle est rigidement assemblée à ses extrémités (fig. 10.6(b)), elle se comporte comme une poutre bi-encastée. Si nous considérons maintenant l'effet d'une semi-continuité aux extrémités (fig. 10.7), la déformée (rotations ϕ , flèches w) et le diagramme des moments (M_{max}^- , M_{max}^+) vont changer pour se situer entre les deux cas extrêmes décrits. Nous obtenons alors une meilleure répartition entre les moments positif en travée et négatif sur appui.

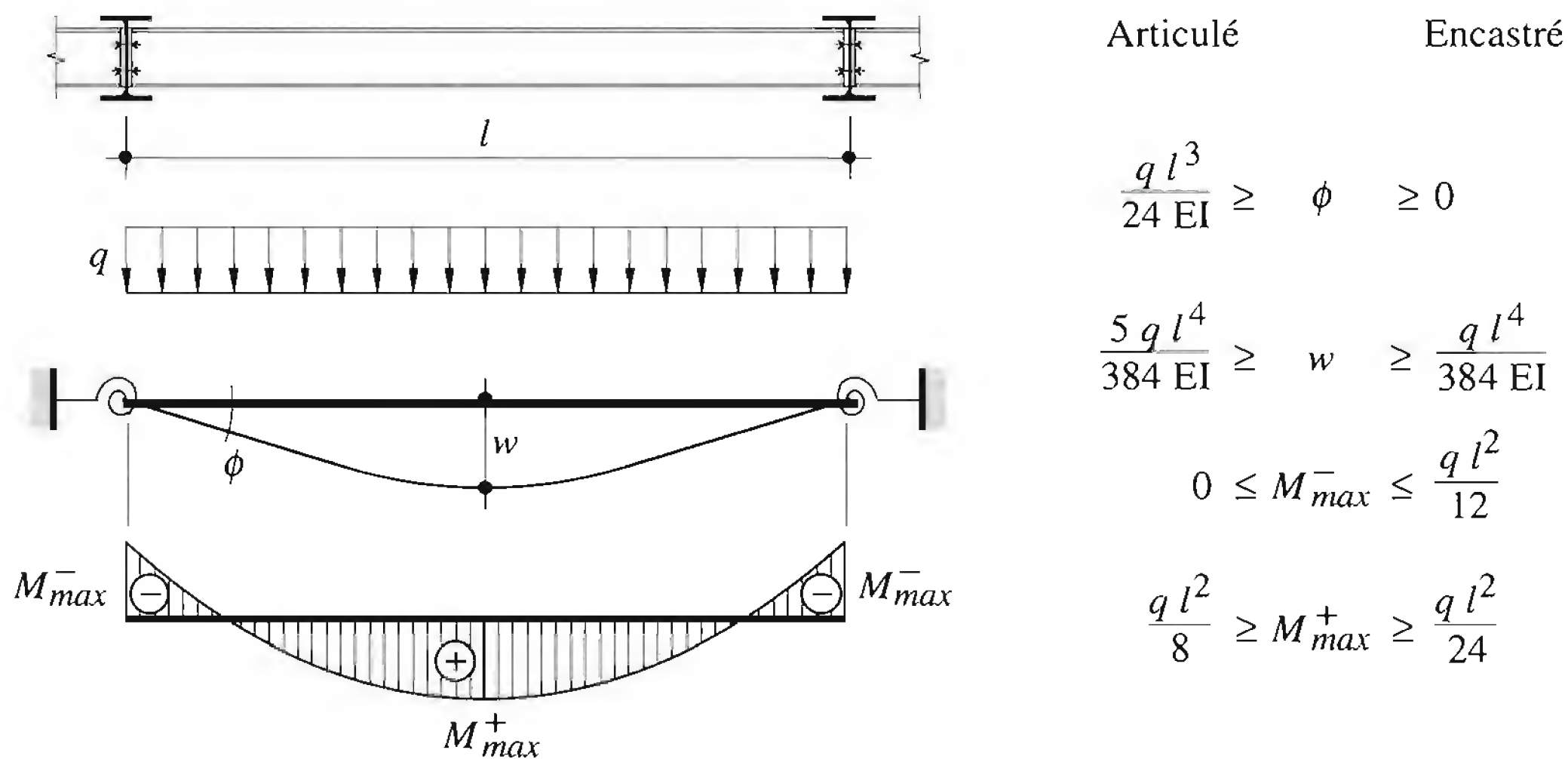


Fig. 10.7 Solive semi-continue.

Pour visualiser l'influence du comportement de l'assemblage, nous utilisons la méthode élastique de la *droite de fonctionnement* (ou *beam-line*) en reportant dans un diagramme les rotations sur appui en abscisse et les moments sur appui en ordonnée (fig. 10.8). Les cas *articulé* et *encasté* fournissent deux bornes situées sur les axes du diagramme. Comme nous supposons que le matériau a un comportement élastique linéaire, la droite qui relie ces bornes représente l'ensemble des équilibres possibles de la poutre.

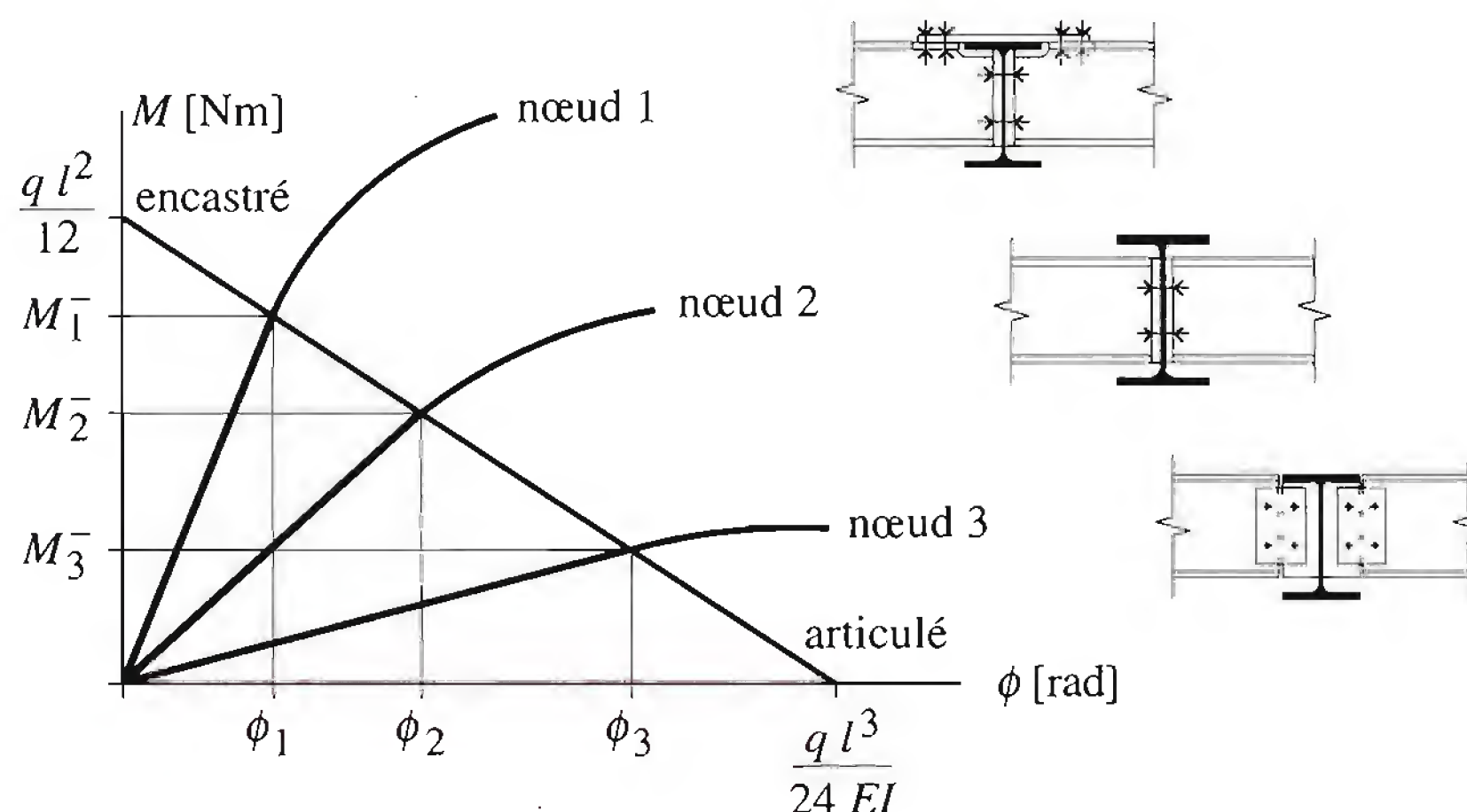


Fig. 10.8 Méthode de la droite de fonctionnement ou *beam-line*.

Si, sur ce même diagramme, nous reportons la courbe représentative du comportement élastique de l'assemblage, son intersection avec la droite précitée fournit l'état d'équilibre de la poutre en fonction du type d'assemblage à ses extrémités, soit le moment de flexion et la rotation sur appui. En y reportant également les courbes caractéristiques des assemblages des poutres de la figure 10.6, nous pouvons juger de l'influence du type d'assemblage sur la répartition des moments et sur les rotations d'extrémité. En particulier, la prise en compte de la semi-rigidité de l'assemblage d'extrémité d'une poutre conduit à :

- une connaissance plus réaliste du comportement global de la structure;
- une répartition plus favorable entre moment de flexion positif en travée et moment de flexion négatif sur appui, permettant ainsi une meilleure utilisation du matériau (sécurité structurale).

Par rapport à l'assemblage articulé, l'assemblage semi-rigide présente en outre les avantages suivants :

- une diminution des flèches en travée et des rotations sur appui (aptitude au service);
- une longueur de flambage réduite du poteau sur lequel la poutre est fixée (sécurité structurale);

et, par rapport à l'assemblage encastré :

- la possibilité de simplifier les détails de construction et de diminuer ainsi très sensiblement le coût de réalisation des assemblages.

10.3.4 Introduction des forces concentrées

Lorsqu'une poutre (en général un sommier) s'appuie sur un poteau muni d'une plaque de tête, ou supporte un poteau muni d'une plaque de base (fig. 10.9), la force est transmise à l'âme au travers de l'aile. La plaque de tête du poteau ainsi que l'aile du profilé répartissent cette force sur une certaine longueur d'âme l_{ef} où elle produit des contraintes verticales de compression importantes. Si ces contraintes

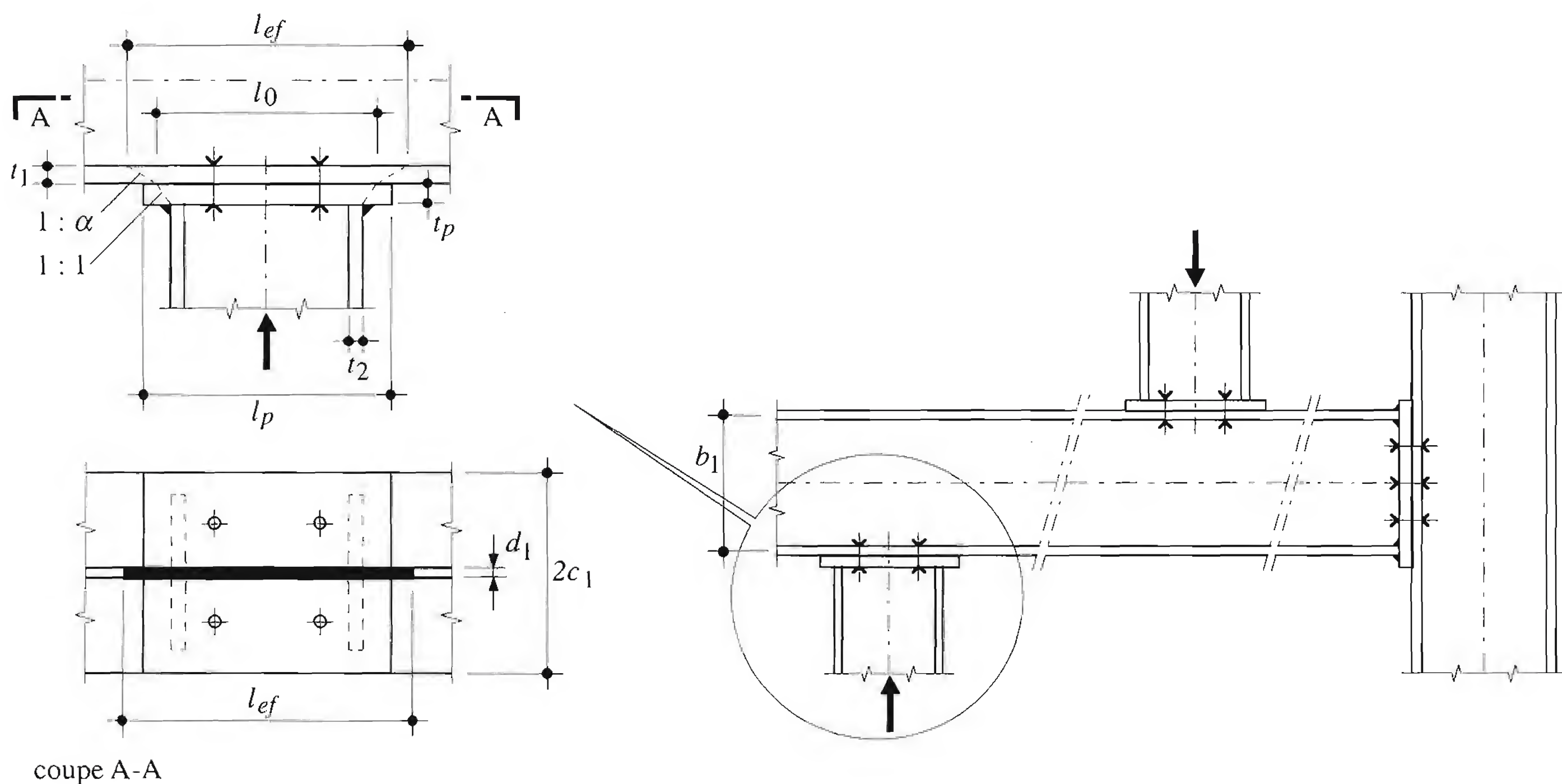


Fig. 10.9 Introduction des forces concentrées.

sont trop grandes, elles peuvent provoquer le voilement ou l'enfoncement de l'âme (ou plissage de l'âme, en anglais *web crippling*). Ce phénomène peut être évité par des raidisseurs afin d'introduire et de transférer la force concentrée d'un élément à l'autre.

Introduction des forces sans l'aide de raidisseurs

Pour des raisons d'économie, on essaie, dans la mesure du possible, de réaliser ces introductions de forces sans l'aide de raidisseurs. A l'état ultime, il faut déterminer la force concentrée maximale que le profilé peut absorber à l'aide de critères de résistance (*écrasement* de l'âme avec plastification de l'aile) et de stabilité (*enfoncement* par flambage de l'aile et voilement de l'âme). Si la force concentrée ou la réaction d'appui ne satisfont pas la vérification de la sécurité structurale, il faut apporter l'une ou l'autre correction suivante :

- augmenter la longueur d'introduction l_0 à l'aide d'une plaque intermédiaire,
- disposer des raidisseurs pour renforcer l'âme.

La norme SIA 161 donne une méthode permettant de vérifier l'introduction des forces concentrées en cas de construction sans raidisseur. Nous la reproduisons ci-dessous.

Dans le cas d'*écrasement* avec plastification, on admet que les contraintes verticales de compression se diffusent à travers l'aile (fig. 10.9) suivant une pente de $1 : \alpha$, avec :

$$\alpha = \alpha_0 \sqrt[4]{\frac{c_1}{5 t_1}} \leq 1.25 \alpha_0 \quad (10.1)$$

- c_1 : demi-largeur de l'aile du profilé sans raidisseur
 t_1 : épaisseur de l'aile du profilé sans raidisseur

Le coefficient α_0 tient compte de la diffusion à travers les congés de laminage. La norme SIA 161 donne pour α_0 une valeur de 6 pour les profilés laminés de type européen.

La force ultime qu'il est possible de transférer par plastification vaut donc :

$$F_R = F_{pl} = f_y l_{ef} d_1 \quad (10.2)$$

- l_{ef} : longueur d'introduction ($l_{ef} = l_0 + 2 \alpha t_1$)
 d_1 : épaisseur de l'âme du profilé sans raidisseur

L'épaisseur de la plaque de tête du poteau doit être choisie telle que toute sa largeur l_p participe à l'introduction de la force (par exemple $t_p \geq t_2$, t_2 étant l'épaisseur de l'aile du poteau).

Dans le cas d'*enfoncement* par instabilité, toute rotation de l'aile ou déplacement latéral de la poutre aux points d'introduction des forces concentrées doit être empêchée, par exemple au moyen d'appuis latéraux tels que dalles ou contreventements horizontaux. La force ultime qu'il est possible de transférer sans raidisseur est tirée d'études expérimentales. La norme SIA 161 (fig. 10.10) donne les équations suivantes permettant de trouver la force ultime F_R en cas de sollicitation d'un seul côté (force reprise par cisaillement) ou des deux côtés du profilé (force transmise directement à travers l'âme) :

$$\text{Force agissant d'un seul côté: } F_R = 0.5 d^2 f_y \sqrt{\frac{E t}{f_y d}} \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \quad (10.3)$$

$$\text{Forces agissant des deux côtés: } F_R = 3 d^2 f_y \sqrt{\frac{E t}{f_y b}} \beta_1 \beta_3 \beta_4 \quad (10.4)$$

Les coefficients β tiennent compte de différentes influences sur la résistance ultime telles que:

- l'élancement de l'aile $\frac{c}{t}$:
$$\beta_1 = 4 \sqrt{\frac{c}{5 t}} \leq 1.25 \quad (10.5)$$

- l'élancement de l'âme $\frac{b}{d}$:
$$\beta_2 = \sqrt{\frac{60 d}{b}} \geq 1.0 \quad (10.6)$$

- la longueur d'application l_0 :
$$\beta_3 = 1 + \frac{l_0}{b} \leq 1.5 \quad (10.7)$$

- la contrainte de flexion d'ensemble σ_{xd} :
$$\beta_4 = 1.5 - \frac{\sigma_{xd}}{f_y / \gamma_R} \leq 1.0 \quad (10.8)$$

Si le point d'application de la force concentrée ou de la réaction du poteau se trouve à l'extrémité de la poutre en profilé laminé, la résistance ultime donnée par les équations (10.2), (10.3) ou (10.4) est réduite de moitié. A partir d'une distance $b/2$ de cette extrémité, on peut admettre la valeur entière de F_R . Pour les positions intermédiaires, on peut interpolier linéairement entre ces deux valeurs.

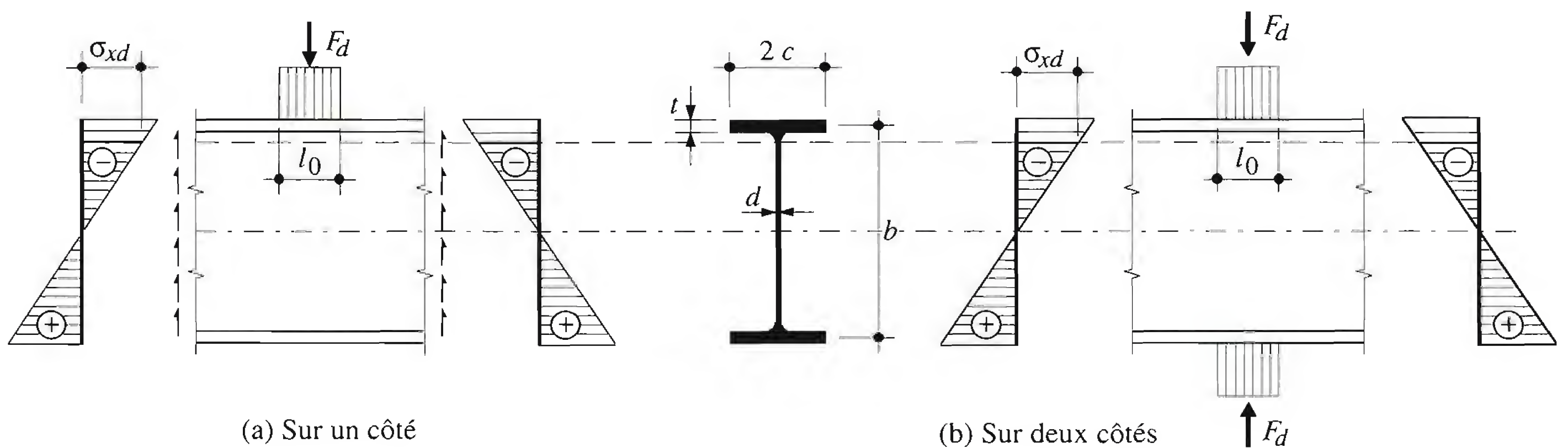


Fig. 10.10 Forces concentrées agissant sur un profilé sans raidisseurs (tiré de la norme SIA 161).

Résistance ultime des raidisseurs

Si des raidisseurs sont nécessaires aux points d'introduction des forces concentrées (fig. 10.11(a)) ou des réactions d'appui, ils doivent être dimensionnés de façon à introduire la force dans le profilé et résister au flambage. Les raidisseurs sont normalement disposés de chaque côté de l'âme et couvrent une largeur légèrement inférieure à la largeur du profilé afin de garantir de bonnes conditions de soudage. Ils sont soudés à l'aile et à l'âme à l'aide de cordons d'angle. Pour les sollicitations en fatigue, on choisit des soudures à pénétration complète, notamment pour la soudure raidisseur-aile (chap. 15). La force est transmise de l'aile aux raidisseurs par compression, puis des raidisseurs à l'âme par cisaillement et par les cordons de soudure. Il n'est pas nécessaire de relier les raidisseurs à l'aile non chargée, ce qui est

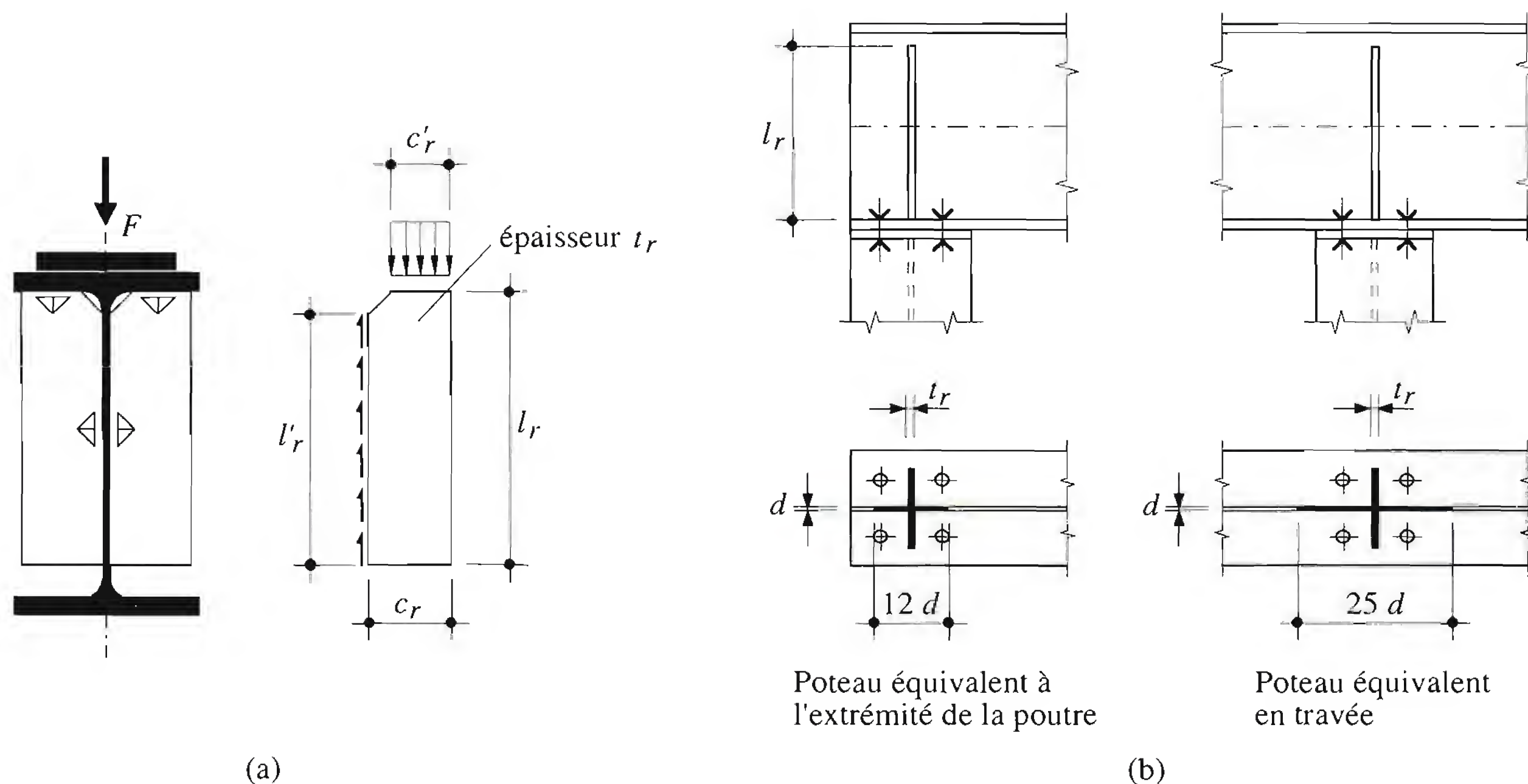


Fig. 10.11 Raidisseurs pour forces concentrées.

favorable du point de vue de la fabrication (pas d'ajustage dû aux tolérances de laminage du profilé) et de la fatigue (pas d'entaille dans l'aile).

La résistance ultime d'un raidisseur est donnée par les relations suivantes, en suivant le cheminement des forces (fig. 10.11):

- compression: $F_R = f_y c_r' t_r$ (10.9)

- cisaillement: $F_R = \tau_y l_r' t_r$ (10.10)

- cordons de soudure, section de gorge: $F_R = 0.5 f_u E a l_r'$ (10.11)

- section de contact: $F_R = 0.7 f_y s l_r'$ (10.12)

La vérification au flambage doit également être effectuée: une paire de raidisseurs (avec participation de l'âme) se comporte comme un poteau soumis à un effort normal de compression. La section du poteau est composée de l'aire des deux raidisseurs ainsi que d'une aire de l'âme admise égale à $25 d$ en travée et $12 d$ à l'extrémité du profilé (fig. 10.11(b)). On admet que la longueur de flambage du poteau ainsi constitué est égale à $0.75 l_r$.

Le dimensionnement des raidisseurs transversaux et longitudinaux destinés à améliorer la résistance au cisaillement et au voilement des âmes de poutres à âme pleine est donné dans le TGC volume 10 (chap. 12) et dans le TGC volume 12.

10.3.5 Vérification de la sécurité structurale

La vérification de la sécurité structurale d'une poutre en profilé laminé consiste à montrer que dans chaque section déterminante (milieu de travée, appui, section avec charge concentrée, etc.), les efforts intérieurs dus aux charges majorées selon la situation de risque considérée restent inférieurs à la *résistance ultime de la section* divisée par le facteur de résistance γ_R . Il faut également éviter que la ruine ne se produise par *voilement* ou *déversement*.

Rappelons que selon la norme SIA 161, il existe différentes méthodes de calcul pour la vérification de la sécurité structurale en fonction du type de détermination des efforts intérieurs et de la résistance en section (voir TGC vol. 10, sect. 2.6):

- la méthode plastique-plastique (PP),
- la méthode élastique-plastique (EP),
- la méthode élastique-élastique (EE),
- la méthode élastique-élastique réduit (EER).

En règle générale, on utilise les méthodes PP ou EP pour les profilés laminés et les méthodes EP, EE, voire EER pour les poutres composées à âme pleine. La formule générale de vérification de la sécurité structurale est la suivante:

$$S_d \leq R_d \quad (10.13)$$

S_d : valeur de dimensionnement de la sollicitation (M_d, V_d, N_d)

R_d : valeur de dimensionnement de la résistance ultime (par ex. $R_d = R/\gamma_R$ selon la norme SIA 161)

Examinons successivement les trois modes de ruine que sont l'épuisement de la résistance en section, le voilement et le déversement.

Résistance en section

Les résistances ultimes d'une section métallique en double té à un moment de flexion (M_R), à un effort tranchant (V_R), à un effort normal (N_R), à un moment de torsion (T_R), et à une interaction d'efforts sont données dans le TGC volume 10 (chap. 4), auquel nous renvoyons le lecteur.

Voilement

Dans la plupart des cas pratiques, les efforts intérieurs sont déterminés à l'aide d'un calcul statique élastique et la résistance ultime des sections à l'aide d'un calcul plastique. La méthode appliquée est donc la méthode élastique-plastique (EP). Les sections de la poutre doivent être capables de se plastifier totalement, ce qui signifie qu'un *voilement local* prématuré ne se produit pas lorsque les éléments de la section sont soumis à une contrainte de compression égale à f_y . Les dimensions des sections doivent donc satisfaire à des *conditions d'élancement*; pour une section bisymétrique, la norme SIA 161 donne par exemple les conditions suivantes:

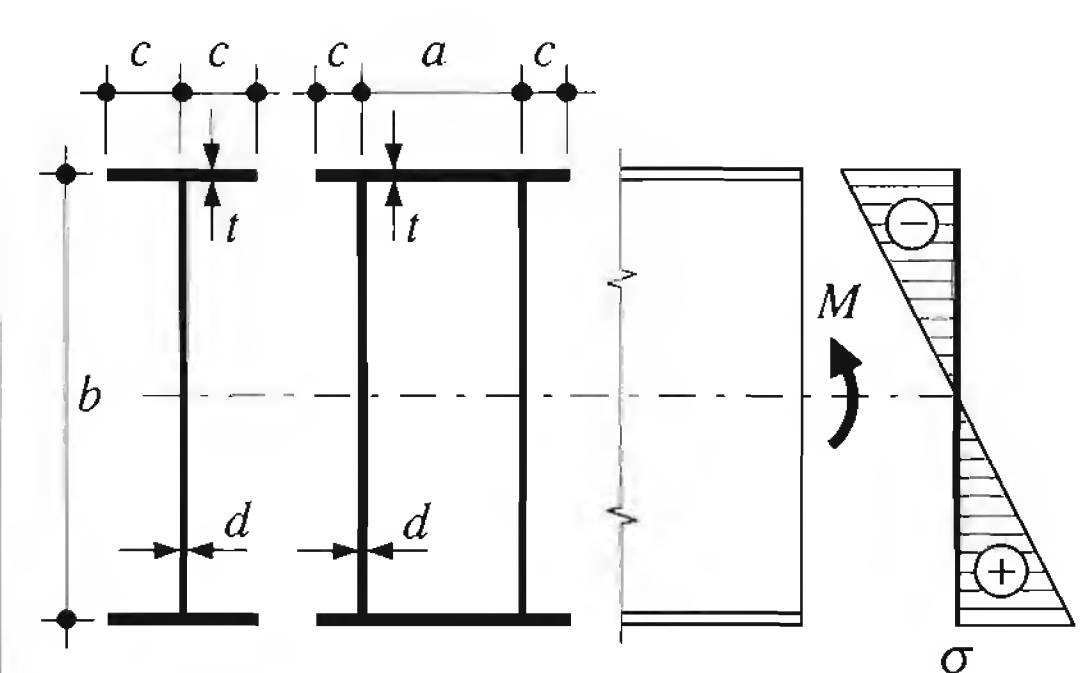
$$\text{aile comprimée} \quad \frac{c}{t} \leq 0.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (10.14)$$

$$\text{âme fléchie} \quad \frac{b}{d} \leq 3.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (10.15)$$

Les valeurs numériques sont données au tableau 10.12 pour les différents aciers de construction et pour trois méthodes de calcul. On remarque que les conditions d'élancement sont plus sévères si la poutre est calculée selon la méthode plastique-plastique (PP), car la section doit être capable non seulement

de se plastifier, mais aussi de subir une rotation plastique suffisante pour permettre au système de devenir un mécanisme. Les élancements limites des âmes de sections bisymétriques donnés au tableau 10.12 sont valables en cas de flexion pure, sans effort normal.

Tableau 10.12 Elancements limites pour une section bisymétrique sollicitée en flexion pure.

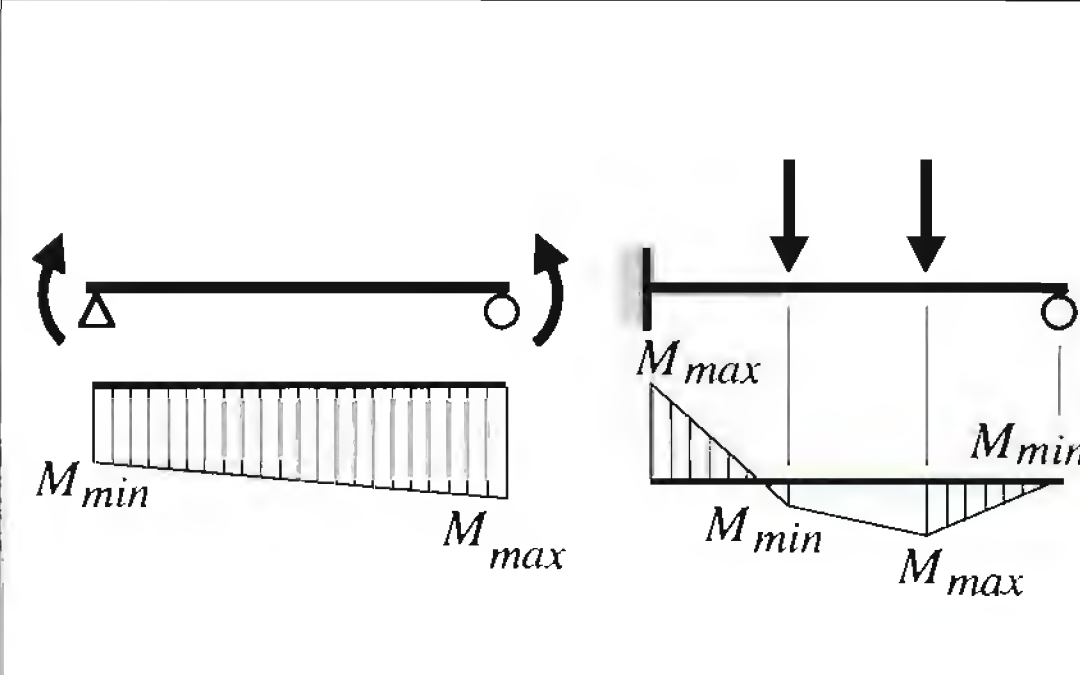
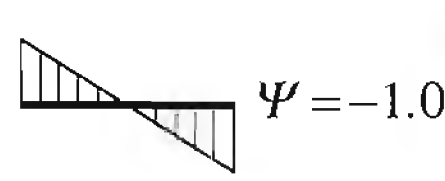
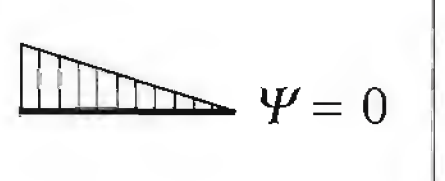
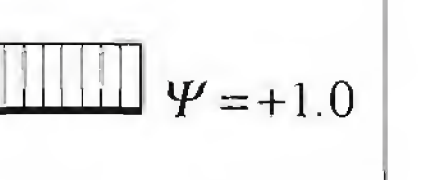
	Aile comprimée						Ame fléchie		
	$\frac{c}{t}$			$\frac{a}{t}$			$\frac{b}{d}$		
	PP	EP	EE	PP	EP	EE	PP	EP	EE
S235	11	13	17	36	42	51	72	90	126
S275	10	12	15	33	39	47	66	83	116
S355	9	11	14	29	34	42	58	73	102
S460	8	10	12	25	30	37	51	64	90

Déversement

Les méthodes de calcul usuelles mentionnées ci-dessus (EP ou PP) sont applicables pour autant que la stabilité d'ensemble de la poutre soit garantie. Cela revient à dire que les sections doivent être capables de se plastifier totalement avant que la poutre ne déverse. Le déversement peut être évité si l'aile comprimée est maintenue latéralement, c'est-à-dire si les supports latéraux sont suffisamment rapprochés pour s'opposer au déplacement latéral de la poutre. La distance entre supports latéraux (ou longueur de déversement) doit donc rester inférieure à une *longueur critique* au-delà de laquelle la poutre déverse. Cette longueur critique l_{cr} dépend de la forme du diagramme des moments qui sollicitent le tronçon considéré (tab. 10.13). Si ce dernier est soumis à deux moments d'extrémité positifs, toute l'aile supérieure est comprimée et le tronçon subit une courbure simple. C'est le cas le plus critique pour le déversement, le gradient du moment de flexion entre les deux supports latéraux étant nul.

Si les deux moments de flexion sont de sens contraire, ils produisent une courbure double du tronçon et l'aile comprimée devient tendue dès le point d'inflexion. Dans ce cas, le gradient du moment de flexion est maximal et la résistance au déversement du tronçon est plus grande que dans le cas précédent.

Tableau 10.13 Rapport entre l_{cr} et i_z pour différentes valeurs de ψ .

	Nuance d'acier	 $\psi = -1.0$			 $\psi = 0$			 $\psi = +1.0$		
		PP	EP	EE	PP	EP	EE	PP	EP	EE
S235		99.6	121	134	59.8	80.7	89.7	40.4	40.4	44.8
S275		92.1	112	124	55.3	74.6	82.9	37.3	37.3	41.5
S355		81.1	98.5	109	48.6	65.7	73.0	32.8	32.8	36.5
S460		71.2	86.5	96.1	42.7	57.7	64.1	28.8	28.8	32.0

Le paramètre ψ qui tient compte du gradient du moment est le suivant :

$$\psi = \frac{M_{d, \min}}{M_{d, \max}} \quad (10.16)$$

Il est compris entre 1.0 et -1.0. Si les deux moments sont de même signe, ψ est positif, la valeur maximale 1.0 correspondant au gradient nul. Si les deux moments sont de signes opposés, la valeur maximale -1.0 correspond au gradient maximal. Si la longueur du tronçon l_D est inférieure ou égale à l_{cr} , le déversement est empêché et la résistance ultime à la flexion des sections est égale au moment plastique :

$$M_R = M_{pl} = f_y Z_y \quad (10.17)$$

Par contre, si la distance entre appuis latéraux l_D est supérieure à l_{cr} , la résistance ultime à la flexion M_R est limitée par le moment de déversement du tronçon M_D . La norme SIA 161 donne une méthode pour calculer ce moment M_D , de même que le TGC volume 10 (chap. 11). Il existe également des tables de dimensionnement (par ex. SZS C4.1) donnant la valeur de M_D pour les profilés laminés du commerce de différentes nuances, en fonction de la longueur de déversement l_D et de la répartition des moments de flexion.

$$M_R = M_D = \sigma_D Z_y \quad (10.18)$$

Vérifications

En résumé, les vérifications de la sécurité structurale d'une poutre, à effectuer pour chaque situation de risque, sont les suivantes :

- Flexion:
$$M_d \leq \frac{M_R}{\gamma_R} \quad (10.19)$$

M_R : résistance ultime à la flexion selon (10.17) ou (10.18)

- Cisaillement:
$$V_d \leq \frac{V_R}{\gamma_R} \quad (10.20)$$

V_R : résistance ultime au cisaillement ($V_R = V_{pl} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_w$)

- Voilement: vérifier que les conditions d'élancement (10.14) et (10.15) – ou celles du tableau 10.12 – soient satisfaites. Le voilement n'est pas déterminant pour les profilés laminés en double té en cas de calcul selon la méthode EP.
- Déversement: calculer la longueur critique de déversement l_{cr} (tab. 10.13) et la comparer à la distance entre appuis latéraux l_D . Si $l_{cr} < l_D$, il faut calculer le moment de déversement M_D (10.18).
- Force concentrée ou réaction d'appui:

$$F_d \leq \frac{F_R}{\gamma_R} \quad (10.21)$$

- F_d : valeur de dimensionnement de la force à transmettre
 F_R : force ultime qu'il est possible d'introduire (10.2) à (10.4) ou résistance ultime d'un raidisseur (10.9) à (10.12)
 γ_R : facteur de résistance

10.3.6 Vérification de l'aptitude au service

La vérification de l'aptitude au service d'une poutre de plancher consiste à s'assurer que les déplacements, les rotations, les vibrations ou autres effets dynamiques ne sont pas gênants pour les usagers ou pour le bon fonctionnement du plancher. La durabilité et l'aspect doivent également être pris en considération dans cette vérification. La condition générale qui régit cette vérification par le calcul est la suivante:

$$f(S_{ser}) \leq f_{lim} \quad (10.22)$$

- $f(S_{ser})$: valeur calculée avec la sollicitation de service S_{ser}
 f_{lim} : valeur limite convenue dans le plan d'utilisation ou dans une norme (par ex. la norme SIA 160 ou les Eurocodes 1, 2 et 3)

L'aptitude au service devant être vérifiée pour une utilisation convenue du bâtiment, les charges à considérer sont des charges de service, donc non majorées par un facteur de charge. Sous l'effet de ces charges, les poutres métalliques se comportent élastiquement, ce qui permet d'appliquer les règles de la théorie linéaire de l'élasticité pour calculer flèches et fréquences propres.

Les déplacements et les vibrations sont les deux principaux critères pour lesquels la relation (10.22) doit être vérifiée par le calcul. Nous traitons ici la vérification des flèches des poutres métalliques en double té et nous aborderons les vibrations des planchers à la section 10.6.

Les *déplacements* (flèches verticales) des poutres doivent être suffisamment faibles pour:

- ne pas gêner les occupants ou l'utilisation du bâtiment,
- ne pas endommager les éléments non porteurs,
- ne pas nuire au fonctionnement des équipements.

et de plus, si le plafond est visible,

- ne pas donner une impression d'insécurité à l'occupant,
- ne pas créer un aspect inesthétique.

Flèches limites

Les normes donnent des valeurs indicatives des flèches limites w_{lim} pour les éléments porteurs des bâtiments, en fonction de leur portée l . Ces limites s'appliquent aux flèches dues au poids propre de l'ossature, au poids propre des éléments non porteurs et aux charges utiles (fig. 10.14).

- La flèche w_2 due au poids propre, au poids des éléments non porteurs et aux actions permanentes est présente dès le stade de construction et peut être compensée par une contre-flèche w_1 (valeur négative) des poutres métalliques.

- La flèche w_3 due à une action variable de longue durée appliquée après la pose d'équipements, doit être limitée pour des raisons d'aptitude au fonctionnement.
- La flèche w_4 due à une action variable de courte durée doit être limitée pour des raisons de confort (perceptibilité des mouvements par les usagers).
- Enfin, la flèche totale w_{tot} due aux poids propres, aux actions permanentes et à une action variable de courte ou de longue durée ($w_{tot} = w_1 + w_2 + w_3$ ou w_4) doit être limitée pour des questions d'aspect.

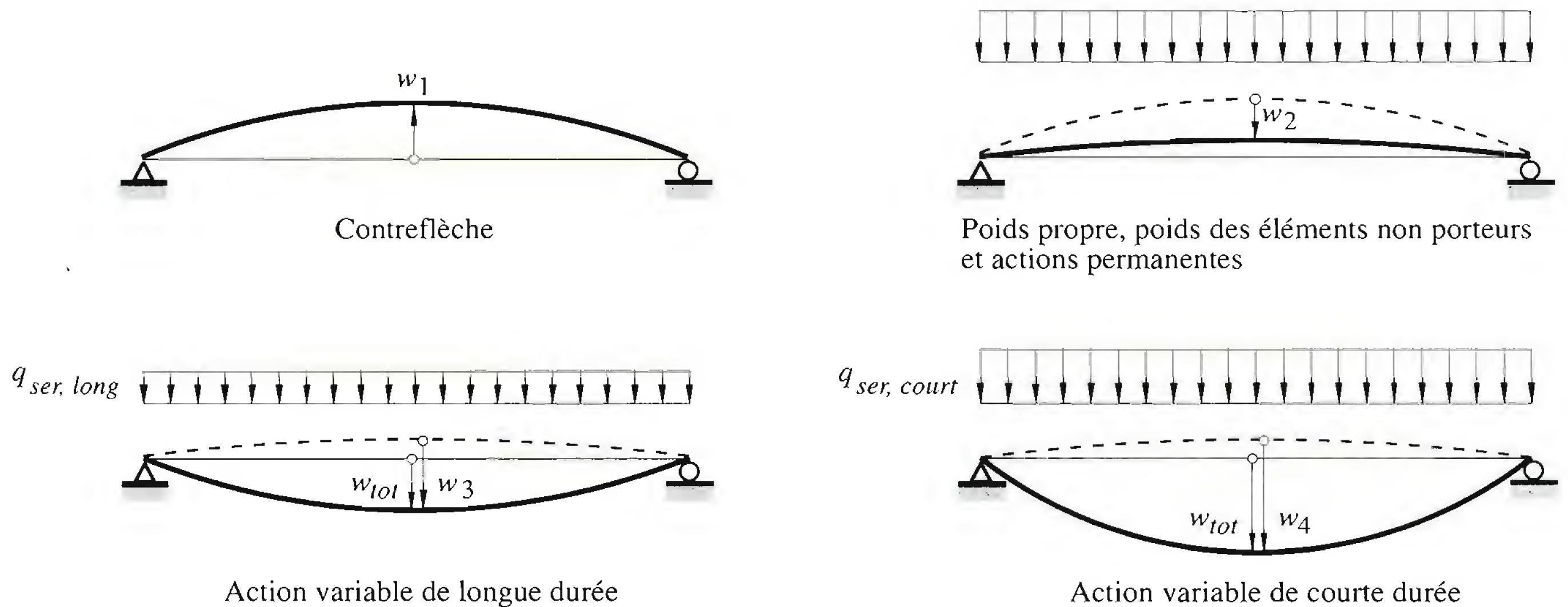


Fig. 10.14 Déformées d'une poutre fléchie.

La norme SIA 161 donne par exemple les valeurs indicatives suivantes des flèches pour les éléments porteurs de bâtiment sans cloisons fragiles:

- aspect, aptitude au fonctionnement: $w_1 + w_2 + w_4 \leq w_{lim} = \frac{l}{250}$ (10.23)

- rigidité suffisante, confort: $w_4 \leq w_{lim} = \frac{l}{350}$ (10.24)

Les *contreflèches* w_1 des poutres métalliques en profilé laminé, de portée l en mm, qu'il est pratiquement possible de réaliser, sont celles supérieures à $\sqrt{0.025l}$, mais d'au moins 10 mm. Par exemple, la contreflèche d'une solive de 5.0 m de portée doit être d'au moins $\sqrt{0.025 \cdot 5000} = 11$ mm, soit $l/450$. La contreflèche minimale qu'on peut donner à un sommier de 12.0 m de portée est de $w_1 \sqrt{0.025 \cdot 12000} = 17$ mm, soit environ $l/700$.

Dans certains cas, les valeurs limites de la flèche données en fonction de la portée ne sont pas suffisantes ou trop sévères. En effet, il est possible qu'une cloison intérieure ou un élément de façade ne puisse supporter une déformation supérieure à une valeur dimensionnelle fixe (par exemple 20 mm). Il est donc préférable de connaître les produits de second-œuvre ou de se renseigner auprès des fabricants afin de fixer les valeurs limites correspondantes.

Il est aussi possible que la pente du plancher soit déterminante lorsque des surfaces d'atelier supportent des machines très sensibles aux défauts d'horizontalité. En cas de toiture plate, les flèches doivent être fortement limitées pour éviter l'accumulation de l'eau. Ce dernier problème, qui devient alors un problème de sécurité, peut être résolu par des contreflèches ou des pentes, données à l'ossature, supérieures aux flèches dues aux charges.

Calcul des flèches verticales

Etant donné les grands élancements (portée / hauteur) des poutres mises en œuvre dans le bâtiment, seules les flèches dues à la flexion sont considérées. En effet, les déformations dues à l'effort tranchant ne représentent que 10 à 20% des déformations de flexion et sont par conséquent négligeables.

Les équations générales permettant de calculer la déformée des poutres sont développées dans le TGC volume 2 (chap. 10). Le diagramme de la figure 10.15 permet de déterminer la flèche maximale d'une travée chargée uniformément lorsque les moments de flexion sur appui sont connus. Deux applications simples de ce diagramme donnent les valeurs bien connues suivantes :

- En cas de poutre simple ($M_A = M_B = 0$), la flèche maximale à mi-travée vaut :

$$w_{max} = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI} \quad (10.25)$$

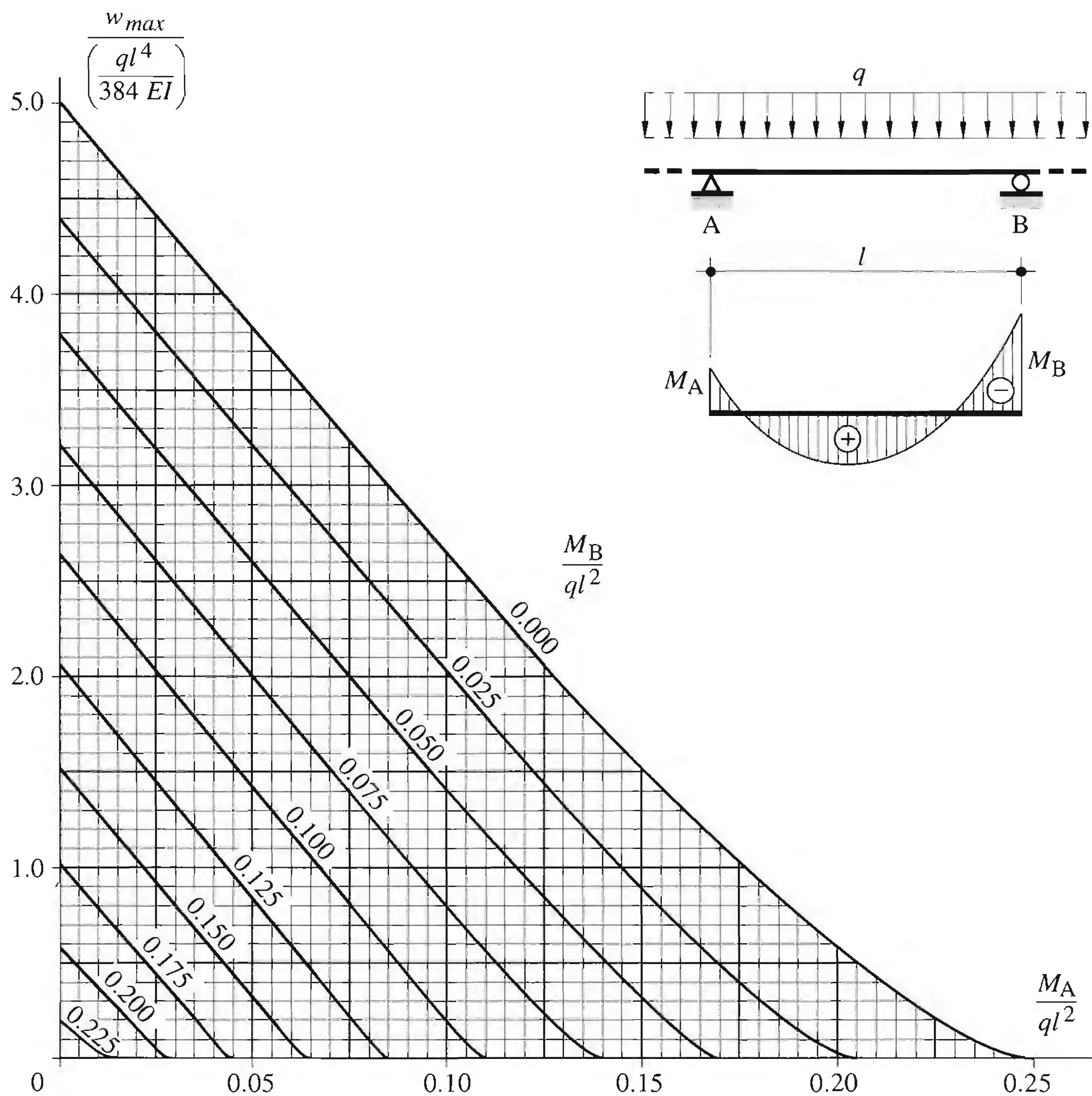


Fig. 10.15 Flèche maximale d'une travée de poutre continue, à inertie constante, chargée uniformément.

- En cas de poutre sur trois appuis ($M_A = 0$, $M_B = 0.125 ql^2$), la flèche maximale en travée vaut :

$$w_{max} = \frac{2.1}{384} \frac{ql^4}{EI} \quad (10.26)$$

La flèche maximale d'une poutre simple soumise à deux moments d'extrémité identiques ($M_A = M_B = M$), sans charge sur la travée, vaut :

$$w_{max} = \frac{M l^2}{8 EI} \quad (10.27)$$

Les flèches des poutres à inertie variable, ainsi que les flèches dues à des charges concentrées, peuvent être facilement calculées à l'aide de tables, d'abaques ou de logiciels disponibles dans les aides de calcul statique habituels.

Vérification

La vérification de l'aptitude au service relative aux déplacements s'effectue à l'aide de la relation suivante, qui constitue en fait une application de (10.22) :

$$w \leq w_{lim} \quad (10.28)$$

10.4 Poutres avec ouvertures dans l'âme

Le passage des conduites techniques (eau, chauffage, ventilation, sanitaire, etc.) sous les dalles de bâtiment nécessite souvent la création d'ouvertures dans l'âme des profilés. Un des moyens de résoudre ce problème est d'utiliser les *poutres ajourées* ou *alvéolées* (TGC vol. 10, sect. 5.6). Dans la plupart des cas cependant, il suffit de créer des ouvertures locales, rectangulaires ou circulaires, à l'endroit précis du passage des conduites (fig. 10.16). Ces ouvertures peuvent réduire les résistances au cisaillement et à la flexion des poutres. L'influence de l'ouverture dépend de sa forme, de ses dimensions, de ses dimensions relatives par rapport aux dimensions de la poutre, de sa position dans la poutre par rapport aux appuis, de sa situation en hauteur par rapport à l'axe de la poutre, du rapport entre le moment de flexion et l'effort tranchant, etc.

Nous donnons dans cette section les moyens de calculer les résistances ultimes au cisaillement et à la flexion de poutres sans raidisseurs transversaux intermédiaires comportant des ouvertures, rectangulai-

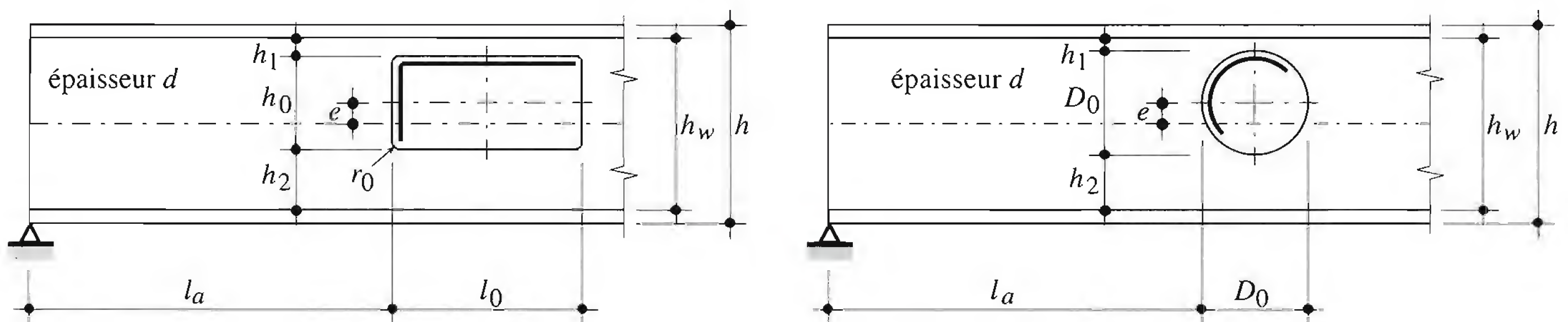


Fig. 10.16 Poutres comportant des ouvertures dans l'âme.

res ou circulaires, non renforcées. Ces méthodes de dimensionnement sont basées sur l'annexe N de l'Eurocode 3, partie 1-1. Les limitations géométriques concernant l'application des formules (10.31) à (10.43) sont les suivantes (notations voir fig. 10.16):

$$\begin{aligned}
 h_1 + h_2 &\geq 0.25 h_w \\
 h_1 &\geq 0.16 h_w; h_2 \geq 0.16 h_w \\
 l_a &\geq 0.5 h_w \\
 l_0 &\leq 3.0 h_0 \\
 r_0 &\geq 2.0 d, \text{ mais } r_0 \geq 15 \text{ mm} \\
 e &\leq 0.125 h_w
 \end{aligned} \tag{10.29}$$

Les poutres doivent être munies d'un raidisseur transversal sur appui si l'élancement de l'âme dépasse la valeur suivante:

$$\frac{h_w}{d} = 2.3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{10.30}$$

10.4.1 Résistance ultime au cisaillement

La résistance ultime au cisaillement $V_{R,0}$ est une valeur réduite de la résistance de la section sans ouverture (résistance plastique V_{pl} ou résistance tenant compte du voilement V_B).

Ouvertures rectangulaires

La résistance ultime au cisaillement est la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$V_{R,0} = \min (V_{pl,0}, V_{B,0}) \tag{10.31}$$

- résistance plastique :
$$V_{pl,0} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_w \left(1 - \frac{h_0}{h_w} \right) \sqrt{\frac{\eta}{1 + \eta}} \tag{10.32}$$

avec
$$\eta = 0.75 \left(\frac{(h_w - h_0)^2 + 4 e^2}{l_0 (h_w - h_0)} \right)^2 \tag{10.33}$$

- voilement :
$$V_{B,0} = V_B \left[1 - \frac{h_0 + 0.3 l_0}{h_w} \right] \tag{10.34}$$

A_w : aire de la section de l'âme sans ouverture

V_B : résistance ultime au cisaillement compte tenu du voilement de l'âme sans ouverture (tableau 10.17), avec la valeur $\bar{\lambda}_w$ suivante ($\bar{\lambda}_B$ dans le TGC vol. 10):

$$\bar{\lambda}_w = 0.346 \frac{h_w}{d} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \tag{10.35}$$

Tableau 10.17 Résistance ultime au cisaillement V_B en fonction du coefficient d'élancement $\bar{\lambda}_w$.

Coefficient $\bar{\lambda}_w$	Résistance ultime V_B
$\bar{\lambda}_w \leq 0.8$	$\frac{f_y}{\sqrt{3}} A_w$
$0.8 < \bar{\lambda}_w < 1.2$	$(0.86 - 0.36 \bar{\lambda}_w) f_y A_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.2$	$\frac{0.52}{\bar{\lambda}_w} f_y A_w$

Ouvertures circulaires

La résistance ultime au cisaillement est la plus petite des deux valeurs suivantes :

• résistance plastique :

$$V_{pl,0} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_w \left(1 - \frac{0.9 D_0}{h_w} \right) \sqrt{\frac{\eta}{1 + \eta}}$$

(10.36)

avec

$$\eta = 3.7 \left(\frac{(h_w - 0.9 D_0)^2 + 4 e^2}{D_0 (h_w - 0.9 D_0)} \right)^2$$

(10.37)

• voilement :

$$V_{B,0} = V_B \left(1 - \frac{0.9 D_0}{h_w} \right)$$

(10.38)

10.4.2 Résistance ultime à la flexion

La *résistance ultime à la flexion* d'une section comportant une ouverture dans l'âme est affectée par la réduction de la section de l'âme et par l'effort tranchant agissant simultanément au moment de flexion. Les ouvertures ne doivent pas être placées dans les sections où une rotule plastique est nécessaire pour la redistribution des moments de flexion. Si c'est le cas, le calcul plastique des efforts intérieurs n'est pas autorisé. La résistance ultime à la flexion est également une valeur réduite de la résistance ultime à la flexion M_R de la section sans ouverture.

Ouvertures rectangulaires

La résistance ultime à la flexion à l'axe de l'ouverture est donnée par la relation suivante (notations voir fig. 10.16):

$$M_{R,0} = M_R \left[1 - \frac{d (h_0 + 2 e)^3}{12 I_y} - \kappa_1 \frac{V_d}{V_{B,0}} \right] \kappa_2$$

(10.39)

avec

$$\kappa_1 = \frac{1 + \frac{3 l_0}{h_w} \left(0.7 - \frac{h_0}{h_w} \right)}{1 + 2 \frac{A_f}{A_w}}$$

(10.40a)

$$\kappa_2 = 1.13 - 0.03 \frac{l_0}{d} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq 1.0$$

(10.40b)

- M_R : résistance à la flexion selon la classe de la section sans ouverture
 I_y : moment d'inertie de l'aire de la section sans ouverture
 A_f : aire d'une aile de la section (profil symétrique)
 A_w : aire de la section de l'âme sans ouverture

Ouvertures circulaires

La résistance ultime à la flexion à l'axe de l'ouverture est donnée par la relation suivante :

$$M_{R,0} = M_R \left[1 - \frac{d (0.9 D_0 + 2e)^3}{12 I_y} - \kappa_1 \frac{V_d}{V_{B,0}} \right] \quad (10.41)$$

avec

$$\kappa_1 = \frac{1 + 1.22 \frac{D_0}{h_w} \left(0.78 - \frac{D_0}{h_w} \right)}{1 + 2 \frac{2 A_f}{A_w}} \quad (10.42)$$

10.4.3 Renforcements

Pour diminuer l'affaiblissement local de la poutre dû à une ouverture, il peut être nécessaire de renforcer cette dernière au moyen de fers plats horizontaux ou verticaux (fig. 10.18, voir aussi fig. 4.28). Les

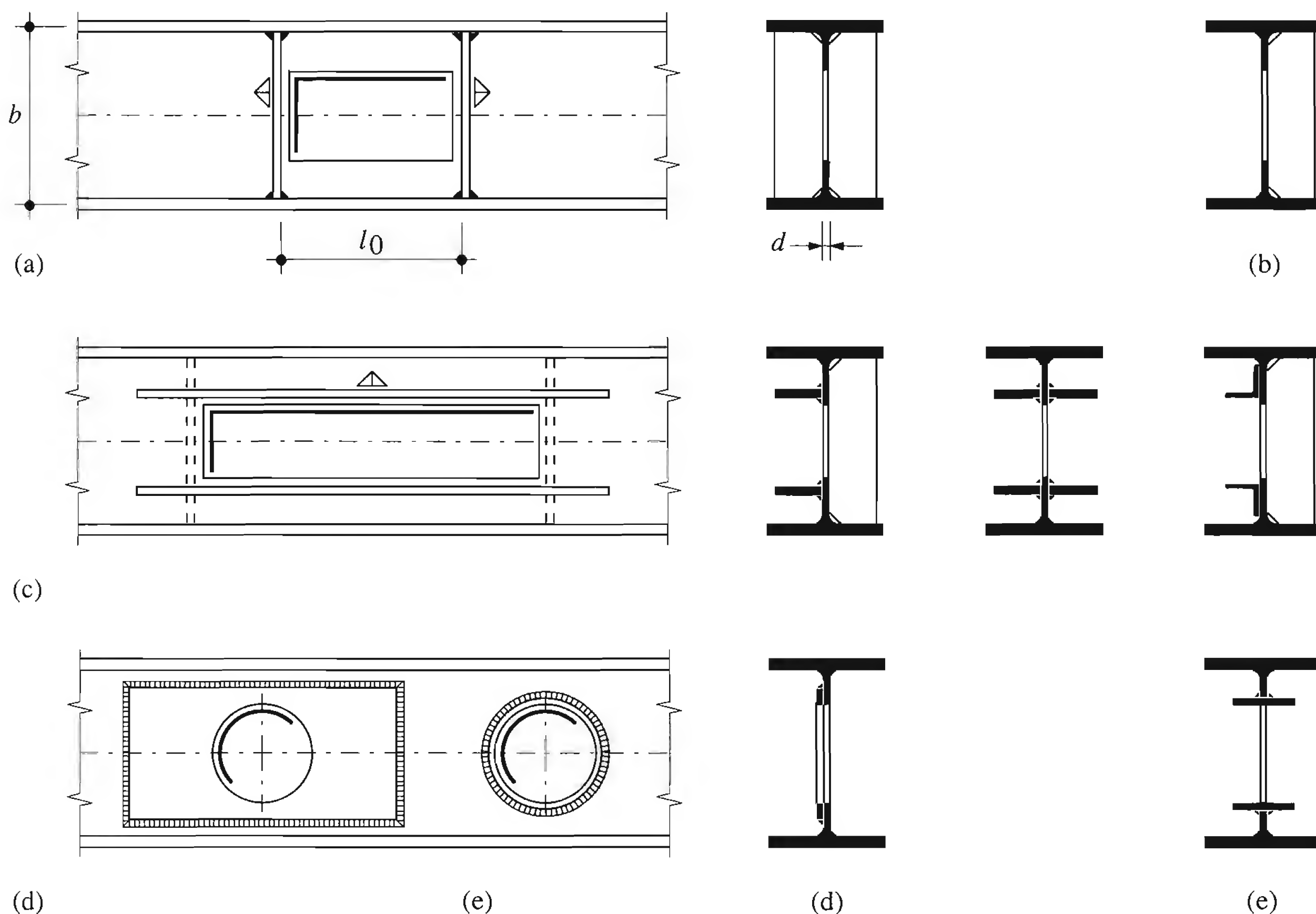


Fig. 10.18 Renforcements d'ouvertures dans l'âme.

raidisseurs peuvent être placés d'un seul côté de l'âme (fig. 10.18(b)) et l'aire de leur section ne doit pas être inférieure à $0.1 A_w$. En cas de grandes ouvertures, il peut être nécessaire et avantageux économiquement de placer également des raidisseurs horizontaux (fig. 10.18(c)) pour augmenter la résistance ultime à la flexion combinée de cisaillement. Il est également possible de renforcer l'âme de la poutre au moyen de tôles soudées sur une ou deux faces de l'âme (fig. 10.18(d)) ou de tronçon de tube (fig. 10.18(e)).

Les facteurs de réduction des résistances au cisaillement et à la flexion de la section sans ouverture sont donnés dans l'annexe N de l'Eurocode 3, partie 1-1. Les limitations géométriques applicables aux poutres avec ouvertures non renforcées (10.29) sont également valables pour les poutres avec ouvertures renforcées.

10.4.4 Calcul de la flèche

Pour les poutres de classes de section 1 à 3 (TGC vol. 10, tab. 2.27) avec ouvertures utilisées dans le bâtiment, la flèche peut être déterminée comme suit (voir annexe N de l'Eurocode 3, partie 1-1):

$$w_{tot} = w + w_v \quad (10.43)$$

$$w_v = (w_{vM} + w_{vV}) \kappa_s$$

- w : flèche de la poutre sans ouverture
- w_v : flèche supplémentaire due à l'effet *Vierendeel*
- w_{vM} : part de la flèche supplémentaire due à la flexion
- w_{vV} : part de la flèche supplémentaire due au cisaillement
- κ_s : coefficient tenant compte de la position et de la géométrie de l'ouverture

10.5 Poutres mixtes acier-béton

10.5.1 Introduction

Nous avons vu à la section 4.4 qu'il est généralement avantageux de faire participer la dalle en béton, qui repose sur les poutres métalliques, à la résistance à la flexion de ces dernières. Pour cela, il faut qu'une connexion adéquate empêche le glissement relatif entre la dalle en béton et la poutre métallique. Nous réalisons ainsi une poutre *mixte* (fig. 10.19), terme réservé dans cet ouvrage aux éléments porteurs

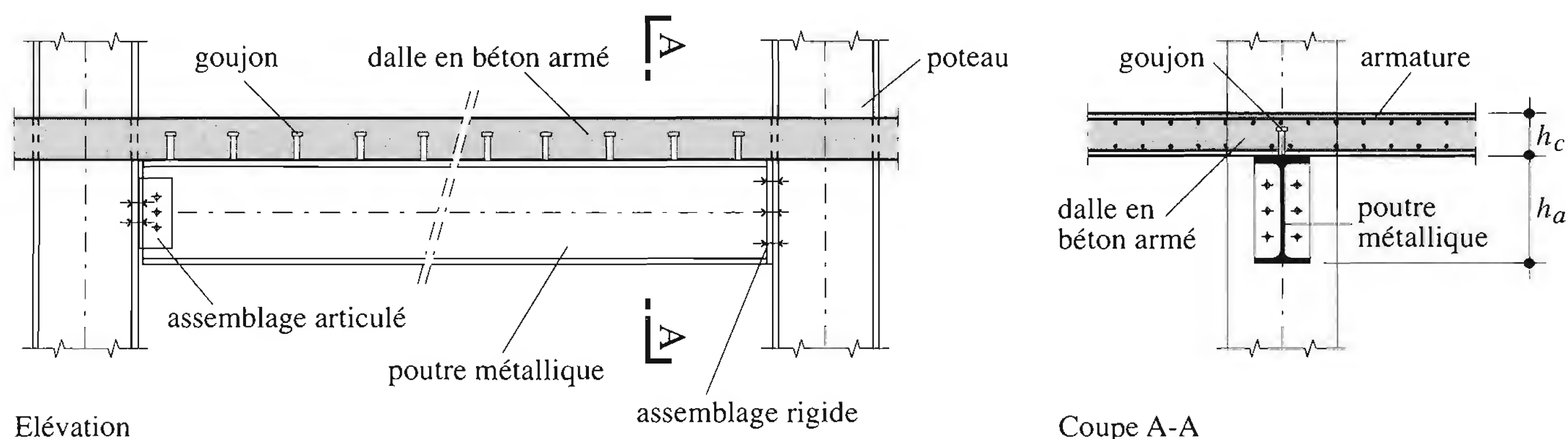


Fig. 10.19 Poutre mixte acier-béton.

constitués des deux matériaux acier et béton. Nous utilisons, pour les notations relatives aux matériaux, les indices a pour l'acier, b pour l'élément mixte, c pour le béton et s pour l'armature.

Les principes et méthodes de calcul des sections mixtes et des poutres mixtes ont été présentés dans le TGC volume 10, aux sections 4.7 et 5.8, respectivement. Nous y renvoyons le lecteur pour ce qui concerne le calcul des caractéristiques des sections et de la résistance ultime à la flexion.

Rappelons simplement ici que l'augmentation de la résistance et de la rigidité, qui dépend du rapport entre les dimensions du profilé (type, hauteur) et l'épaisseur de la dalle en béton, peut varier de 1.25 à 10 environ en cas de participation de la dalle à la flexion d'ensemble. La figure 10.20 présente quelques exemples de relations entre le rapport des modules plastiques Z_a / Z_b ou des moments d'inertie I_a / I_b en fonction de l'épaisseur de la dalle h_c pour des profilés IPE. D'autres diagrammes concernant les profilés HE sont donnés dans la publication SZS A3.

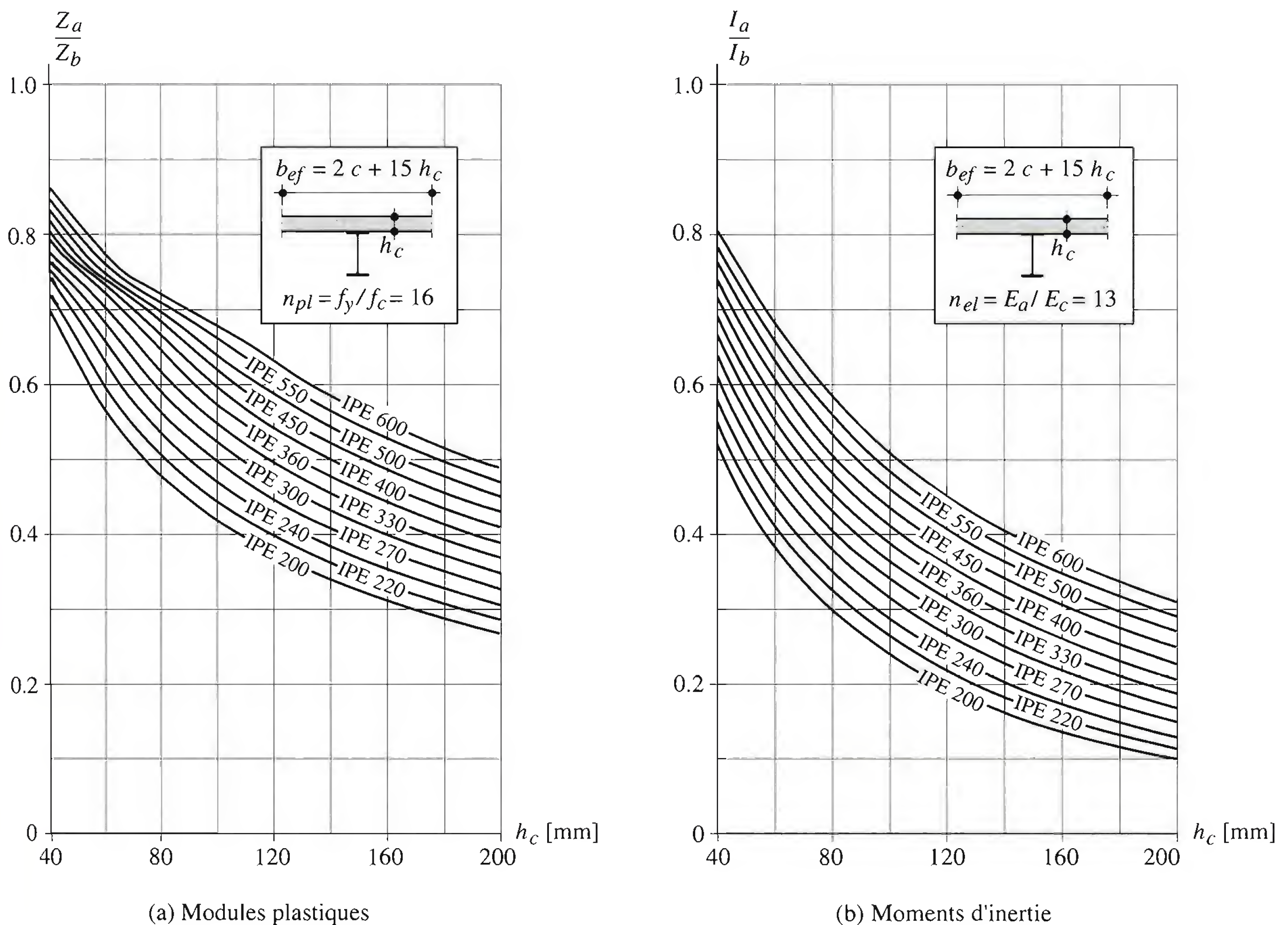


Fig. 10.20 Augmentation de la résistance et de la rigidité des poutres due à l'effet mixte.

Il résulte de cette collaboration acier-béton, pour des charges identiques, soit une diminution sensible des flèches, soit une réduction des dimensions des poutres métalliques, ou les deux, ce qui peut conduire à des économies de poids d'acier, à des réductions de hauteur d'étage ou à une augmentation de la place disponible pour le passage des conduites sous la poutraison.

La comparaison suivante (tab. 10.21), tirée de la publication SZS A3, permet d’illustrer par un cas concret les gains réalisés sur l’épaisseur du plancher, d’une part en liant l’acier et le béton et d’autre part en tenant compte du comportement plastique des matériaux. Il s’agit d’une poutre simple de 7.5 m de portée supportant des charges permanentes (poids propres de la poutre métallique et de la dalle en béton $g_a + g_c$, revêtements et finitions q_{fin}) et variables (charge utile q_r), sans étayage lors du bétonnage. La dalle, d’épaisseur constante $h_c = 140$ mm, est dimensionnée selon d’autres critères (capacité portante entre poutres métalliques, isolation phonique). Les matériaux choisis sont le béton B 35/25 ($f_c = 16$ N/mm²) et l’acier S235 ($f_y = 235$ N/mm²). Pour faciliter la comparaison, on a choisi des profilés laminés de la série IPE.

Les cas extrêmes montrent que par connexion totale, on réalise une économie de poids sur la poutrelle de 45% avec une réduction de hauteur de 130 mm. Toutefois ce gain est partiellement réduit par l’augmentation du nombre de goudons nécessaires (25 au lieu de 13). On peut réduire ce nombre de goudons à 12 en cas de connexion partielle (§ 10.5.5), à condition d’accepter un léger supplément de hauteur et de poids de la poutrelle.

Tableau 10.21 Exemple d’effet de la liaison acier-béton et de la méthode de calcul sur les dimensions d’une poutre fléchie.

Données				
Comparaisons	Sans liaison	Avec liaison		
	Calcul plastique	Calcul élastique	Calcul plastique connexion: 100%	Calcul plastique connexion: 40%
Hauteur h [mm]	540	500	410	440
Profilé	IPE 400	IPE 360	IPE 270	IPE 300
Masse du profilé [kg/m]	66.3	57.1	36.1	42.2
Nombre total de goudons [ø 19 mm]	—	13	25	12
Flèche permanente w_2 [mm]	10	12	33	24
Flèche due au retrait w_3 [mm]	—	6	7	7
Flèche due à la charge utile w_4 [mm]	8	3	6	10

10.5.2 Résistance en section

Le calcul de la résistance des sections mixtes de poutres de bâtiment a été abordé dans le TGC volume 10. Nous n'y reviendrons donc pas ici. Cependant, pour faciliter l'emploi du présent volume, nous reproduisons deux tableaux donnant les formules des caractéristiques élastiques (tab. 10.22, p. 360) et plastiques (tab. 10.23, p. 361) d'une section mixte. La largeur participante b_{ef} de la dalle en béton est donnée dans le TGC volume 10 (§ 5.8.2).

10.5.3 Comportement des poutres mixtes

Les *charges et actions* qui sollicitent les poutres mixtes sont pratiquement les mêmes que celles qui sollicitent les poutres métalliques lorsqu'il n'y a pas de liaison (§ 10.3.1). La différence intervient à cause du mode de construction. On distingue en effet deux stades distincts :

- le stade de construction (avant la participation du béton),
- le stade définitif (poutre et dalle connectées).

La figure 10.24 illustre l'évolution de la structure porteuse, des systèmes statiques, des sections résistantes et des charges et actions applicables à ces deux stades.

Les charges et actions à prendre en compte sont donc les suivantes :

- poids propre : poids de la poutre métallique, poids de la dalle en béton armé ou de la dalle mixte à tôle profilée;
- charges pendant la construction : poids du coffrage, concentration de béton, poids des ouvriers, poids des équipements de bétonnage;
- charge d'entreposage éventuelle;
- réactions des étais;
- charges permanentes : poids de l'isolation, poids de la chape, poids du revêtement de sol, poids des cloisons, poids des faux-plafonds, poids des conduites (sanitaire, ventilation, etc.);
- actions variables : charge utile de longue durée (mobilier, machines, etc.), charge utile de courte durée (personnes, véhicules, etc.), neige;
- actions indirectes : retrait du béton, fluage du béton, différence de température, précontrainte.

Stade de construction

Le *stade de construction* comprend toutes les phases ayant lieu avant que le béton de la dalle ne soit durci. Il est caractérisé par le fait que la résistance est assurée par la poutrelle métallique seule (fig. 10.24, p. 360). Le *système statique* est identique à celui d'une structure métallique sans liaison avec le béton. Lorsque les poutres sont étayées, le système statique comprend les appuis supplémentaires constitués par les étais.

A ce stade, les vérifications de la sécurité structurale et de l'aptitude au service sont effectuées de façon analogue à celles décrites pour les poutres en profilés laminés et les profils composés à âme pleine (sect. 10.3). La méthode choisie est en général élastique-élastique (méthode EE selon la norme SIA 161). Les conditions d'élancement des sections à respecter sont donc moins sévères que pour la méthode élastique-plastique (EP). La norme SIA 161 donne par exemple, pour les sections bisymétriques (voir aussi § 10.3.5), les conditions suivantes :

Tableau 10.22 Caractéristiques élastiques d’une section mixte.

Section	Axe neutre	Position de l’axe neutre et inertie de la section
En travée	Dans la dalle: $A_a (h - z_a - h_c) < \frac{A_c}{n_{el}} \frac{h_c}{2}$	$z_b = h - \frac{n_{el} A_a}{b_{ef}} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b_{ef}}{n_{el} A_a} (h - z_a)} \right]$ $I_b = I_a + A_a (z_a - z_b)^2 + \frac{1}{3} \frac{b_{ef}}{n_{el}} (h - z_b)^3$
	Dans le profilé métallique: $A_a (h - z_a - h_c) \geq \frac{A_c}{n_{el}} \frac{h_c}{2}$	$z_b = \frac{1}{A_a + \frac{A_c}{n_{el}}} \left[A_a z_a + \frac{A_c}{n_{el}} \left(h - \frac{h_c}{2} \right) \right]$ $I_b = I_a + A_a (h - z_a)^2 + \frac{1}{3} \frac{A_c}{n_{el}} h_c^2 - A_b (h - z_b)^2$
Sur appui		$z_b = \frac{1}{A_a + A_s} (A_a z_a + A_s z_s)$ $I_b = I_a + A_a (z_a - z_b)^2 + A_s (z_b - z_s)^2$

aile comprimée

$$\frac{c}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

(10.44)

âme fléchie

$$\frac{b}{d} \leq 4.15 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

(10.45)

Lors du bétonnage, les *solives* ne sont pas appuyées latéralement par la dalle en béton (non encore durci). En cas de dalle mixte à tôle profilée, cette dernière peut jouer le rôle d’appui latéral à condition qu’elle soit fixée aux poutres par des clous ou des vis (sect. 14.4). Si le coffrage est en bois, il doit posséder une rigidité suffisante et être fixé de façon adéquate aux solives pour être à même de les appuyer latéralement. Dans le cas contraire, la longueur de déversement l_D des solives est égale à la distance entre points d’inflexion (portée en cas de poutre simple). Cette longueur ne doit pas être supérieure à 1.1 fois la longueur critique l_{cr} (§ 10.3.5), sinon il faut vérifier la résistance au déversement ou disposer des appuis latéraux provisoires.

Tableau 10.23 Caractéristiques plastiques d'une section mixte.

Section	Axe neutre	Position de l'axe neutre et module plastique de la section
En travée	Dans la dalle: $A_a \leq \frac{A_c}{n_{pl}}$	$z_b = h - \frac{n_{pl} A_a}{b_{ef}}$ $Z_b = A_a \left(h - z_a - \frac{1}{2} \frac{n_{pl} A_a}{b_{ef}} \right)$
	Dans l'aile supérieure: $A_a - 4ct \leq \frac{A_c}{n_{pl}} < A_a$	$z_b = h_a + \frac{1}{4c} \left(\frac{A_c}{n_{pl}} - A_a \right)$ $Z_b = \frac{A_c}{n_{pl}} z_c - A_a z_a + 2c \left(h_a^2 - z_b^2 \right)$
	Dans l'âme: $A_a - 4ct > \frac{A_c}{n_{pl}}$ ①	$z_b = \frac{1}{2d} \left(\frac{A_c}{n_{pl}} - A_a \right) + \frac{2ct}{d} + h_a - t$ ① $Z_b = \frac{A_c}{n_{pl}} z_c - A_a z_a + 4ct \left(h_a - \frac{t}{2} \right) + d \left(h_a - t \right)^2 - d z_b^2$
Sur appui	Dans l'aile supérieure: $A_a - 4ct \leq \frac{A_s}{n_{pls}} < A_a$	$z_b = h_a + \frac{1}{4c} \left(\frac{A_s}{n_{pls}} - A_a \right)$ $Z_b = \frac{A_s}{n_{pls}} z_s - A_a z_a + 2c \left(h_a^2 - z_b^2 \right)$
	Dans l'âme: $A_a - 4ct > \frac{A_s}{n_{pls}}$ ①	$z_b = \frac{1}{2d} \left(\frac{A_s}{n_{pls}} - A_a \right) + \frac{2ct}{d} + h_a - t$ ① $Z_b = \frac{A_s}{n_{pls}} z_s - A_a z_a + 4ct \left(h_a - \frac{t}{2} \right) + d \left(h_a - t \right)^2 - d z_b^2$

① Dans le cas d'un profilé laminé en double té, prendre $A_a = 4ct + (h_a - 2t)d$

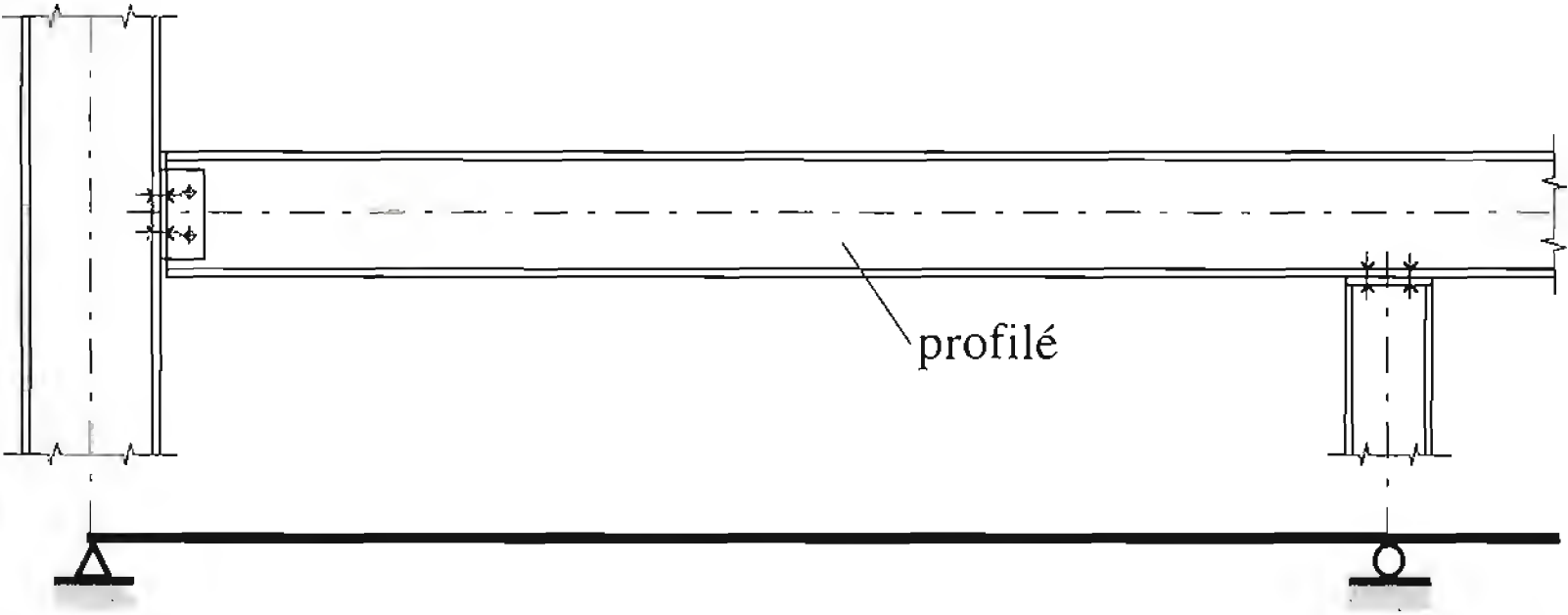

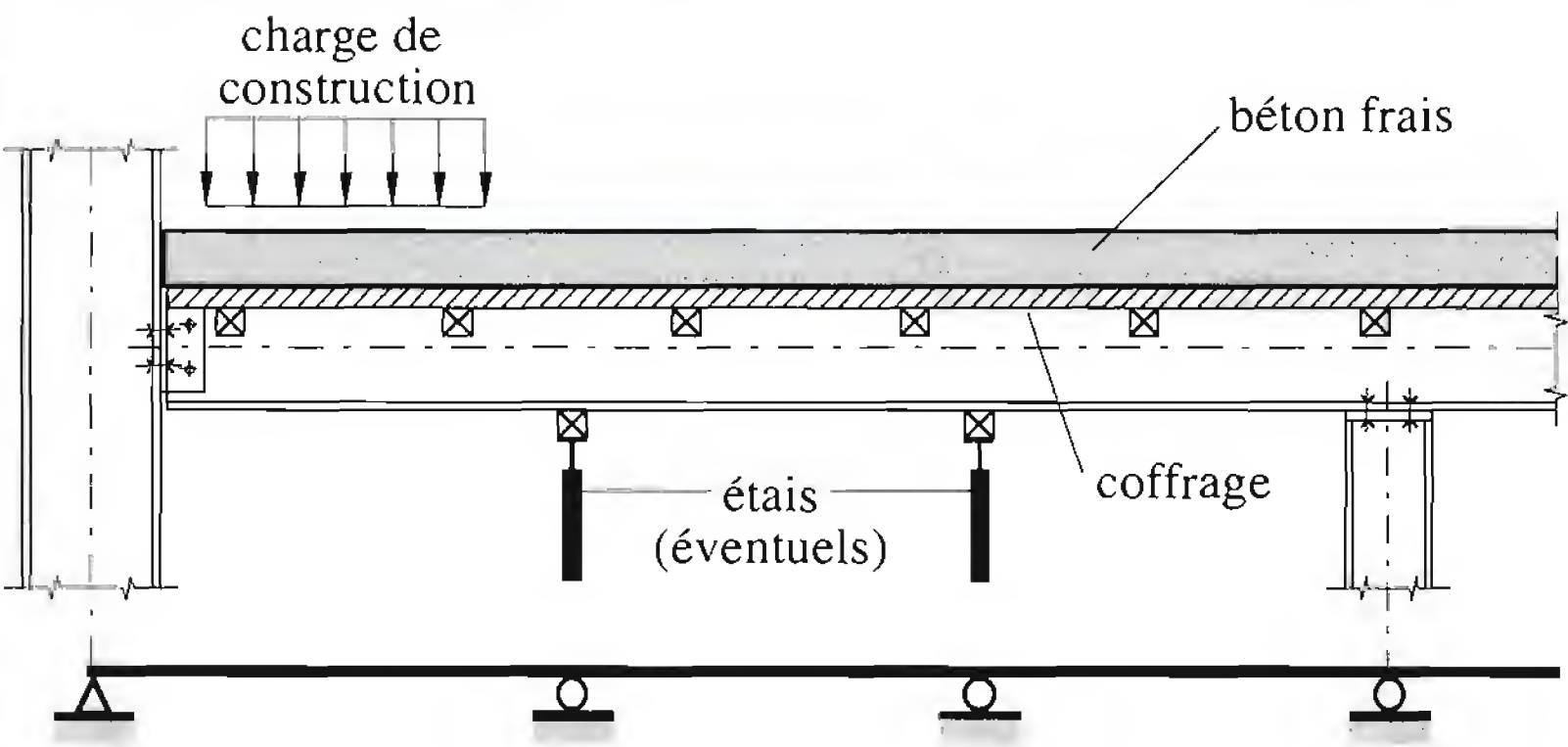

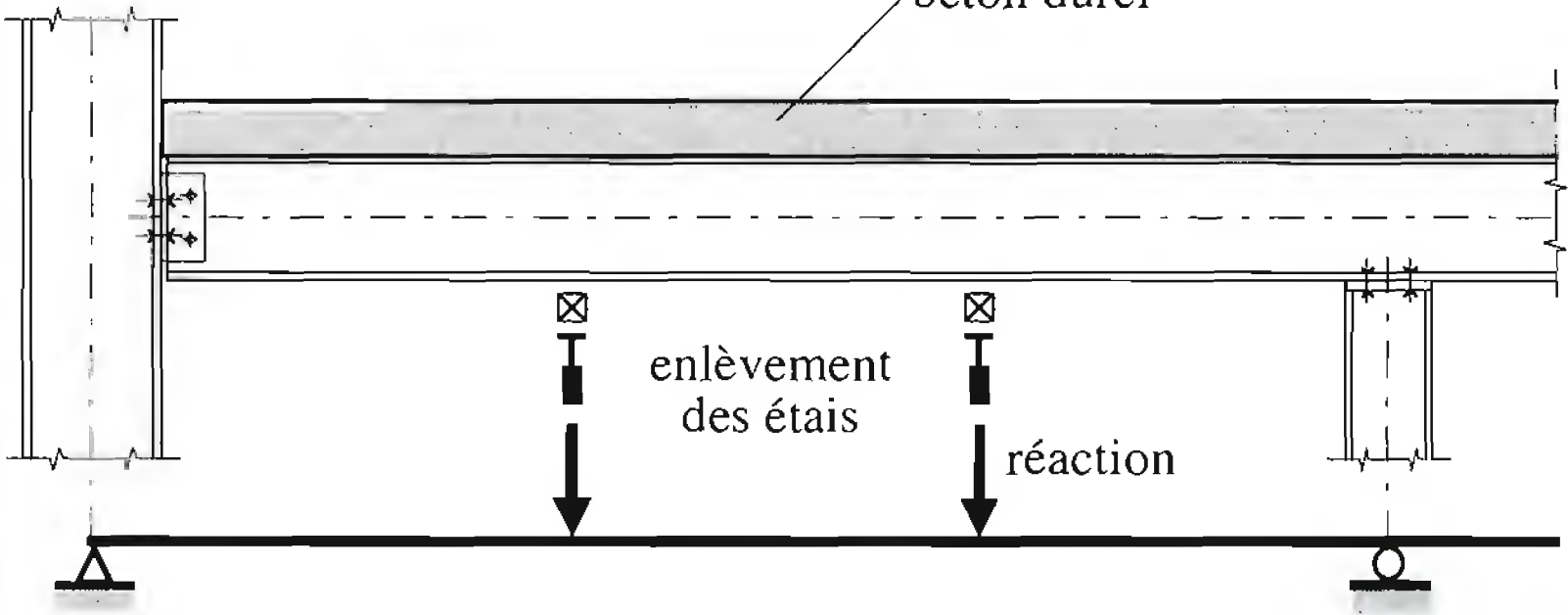
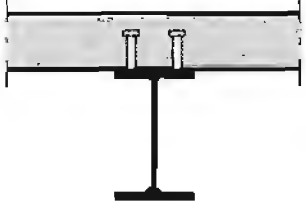
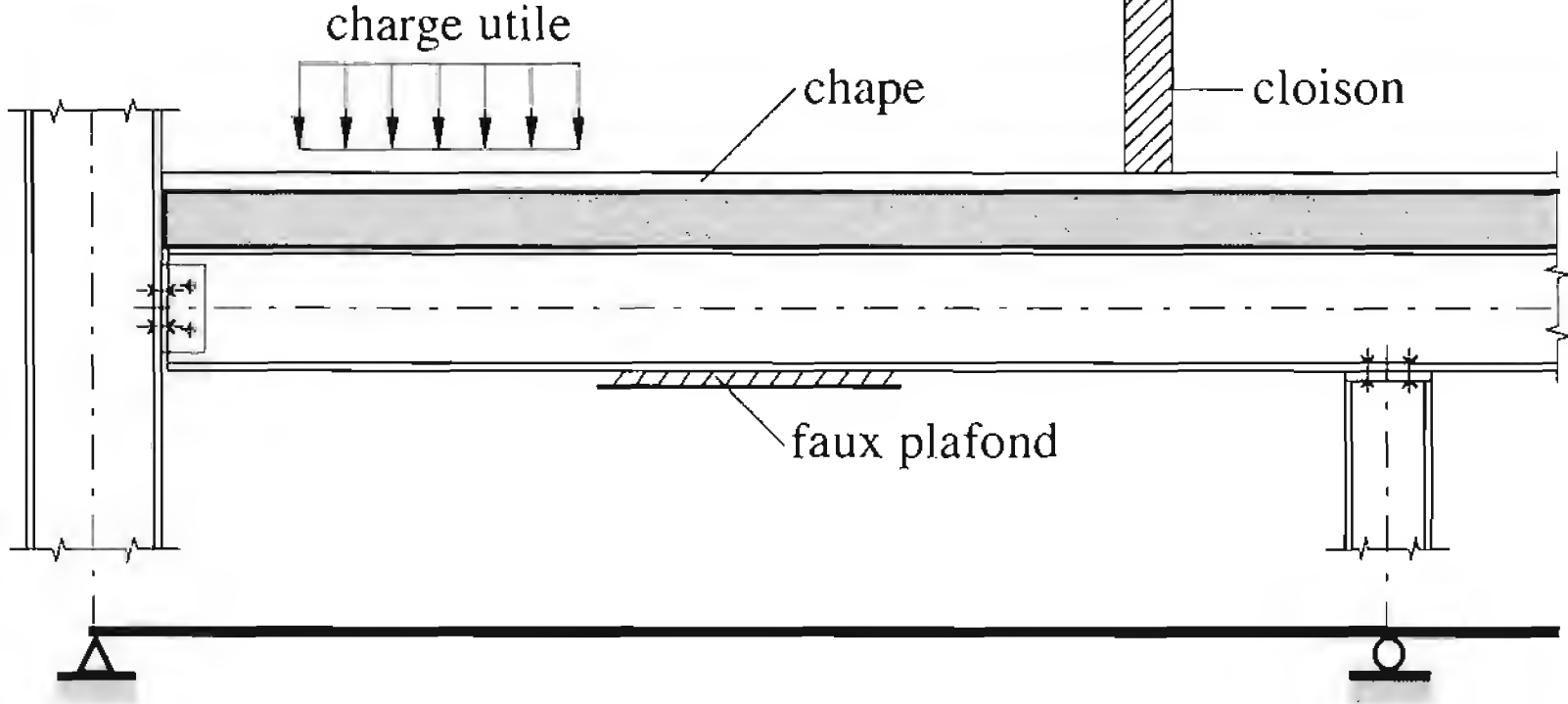

Structure porteuse Système statique de la poutre		Section résistante	Charges et actions
Stade de construction			<ul style="list-style-type: none">• Profilé (poids propre)
			<ul style="list-style-type: none">• Profilé• Coffrage• Béton frais• Charge de construction
Stade définitif			<ul style="list-style-type: none">• Profilé• Béton durci• Réactions des étais
			<ul style="list-style-type: none">• Charges permanentes• Charge utile<ul style="list-style-type: none">- longue durée- courte durée• Actions indirectes

Figure 10.24 Evolution de la structure porteuse et du système statique d’une poutre mixte.

Les *sommiers* sont considérés comme tenus latéralement par les solives ainsi qu'aux appuis. La longueur de déversement est également limitée à $1.1 l_{cr}$ si la méthode EE est utilisée.

Pour la vérification de la sécurité structurale effectuée au stade de construction, le poids du béton frais est rarement considéré comme une action prépondérante dans le domaine du bâtiment. En effet, il est en général considéré comme une action concomitante dont la valeur correspond au poids théorique donné par l'épaisseur de béton à mettre en place, admis comme uniformément réparti. L'action prépondérante est alors constituée par une *charge de construction* qui prend en considération les actions particulières n'apparaissant qu'au moment du bétonnage. Il s'agit essentiellement d'un amoncellement local et temporaire de béton, du poids des ouvriers procédant à la mise en place du béton et du poids des engins de bétonnage éventuels (benne, chariot, etc.). On peut admettre par exemple comme valeur représentative de cette charge de construction, pour simplifier les calculs, une charge linéique, sur une seule travée, de 2 kN/m, ce qui correspond bien, pour les dimensions courantes des planchers de bâtiment, à la charge de construction admise pour les dalles mixtes (sect. 6.4).

Les mesures nécessaires doivent être prises pour garantir que la quantité de béton prévue dans les calculs ne soit pas dépassée (contrôle de la flèche du coffrage et des poutres supports, instructions au personnel effectuant le bétonnage, etc.). Si aucune charge de construction n'est prévue et si aucune mesure particulière n'est prise lors du bétonnage, il est recommandé de considérer le poids du béton frais comme une action prépondérante.

Une mesure permettant d'éviter une flèche verticale trop importante qui aurait comme conséquence d'augmenter de façon non négligeable la quantité de béton mise en place est de vérifier par le calcul la flèche de la poutre support au stade de construction. Il s'agit alors de la vérification de l'aptitude au service. On peut aussi appliquer comme autre mesure une contreflèche telle qu'au stade définitif la poutre soit horizontale. L'étayage des poutres est également une solution, mais qui présente des inconvénients pour l'avancement des travaux aux étages inférieurs du bâtiment en construction.

Stade définitif

Dès que le béton durci atteint une résistance suffisante à la compression, toute la fonction porteuse est assurée par la poutre mixte acier-béton. En cas de poutre métallique *étayée* pendant le bétonnage, la poutre mixte doit reprendre les réactions dues à l'enlèvement des étais ainsi que les actions permanentes additionnelles (éléments non porteurs, chapes, cloisons, faux-plafonds, etc.) et la charge utile. Les actions de longue durée agissent donc sur la poutre mixte et les effets différés dus au fluage du béton pourront avoir, dans certains cas, une influence non négligeable sur les flèches.

En cas de poutre métallique *non étayée* lors du bétonnage, la poutre mixte ne doit reprendre que les actions permanentes additionnelles et la charge utile. Dans ce cas, l'influence du fluage du béton est moins importante car elle n'est due qu'à une partie des actions de longue durée.

Le *système statique* du stade définitif peut être différent de celui du stade de construction pour deux raisons. D'une part, l'étayage éventuel des poutres a été enlevé, ce qui fait que les portées libres sont maintenant les portées définitives. D'autre part, la dalle, qui comporte en général une armature, modifie la rigidité et la résistance des *assemblages* des poutres métalliques :

- Si les assemblages de la poutre métallique sont considérés comme des articulations au stade de construction (fig. 10.19, appui de gauche), la participation de l'armature de la dalle crée un encastrement partiel conduisant à un assemblage *semi-rigide et partiellement résistant* au stade définitif.

- Si les assemblages de la poutre métallique sont considérés comme rigides au stade de construction (fig. 10.19, appui de droite), la présence de la dalle armée augmente encore cette rigidité ainsi que la résistance ultime sur appui.

La poutre mixte formée à partir d'une poutre métallique isostatique n'est donc plus une poutre simple, mais devient une poutre partiellement bi-encastée; la poutre mixte formée à partir d'une poutre métallique bi-encastée devient une *poutre continue*. Les influences de la fissuration du béton et du comportement élastoplastique de l'acier jouent également un rôle important dans la détermination des efforts intérieurs du système. Le rôle joué par la modification du comportement des assemblages due à l'effet mixte, aussi bien en ce qui concerne la sécurité structurale (résistance) que l'aptitude au service (déformations), sera examiné au chapitre 13.

10.5.4 Calcul des efforts intérieurs

Les efforts intérieurs prédominants pour les poutres mixtes de bâtiment sont les moments de flexion et les efforts tranchants qui leur sont associés. La détermination de ces efforts peut être effectuée par un calcul élastique ou par un calcul plastique.

Calcul élastique

Le calcul élastique des efforts intérieurs est basé sur un *comportement élastique linéaire* des matériaux, quel que soit le niveau des contraintes. Les caractéristiques des sections sont en général admises constantes sur toute la longueur de la poutre. La valeur de la rigidité flexionnelle $E_a I_{b,h}$ correspond ainsi à la section mixte non fissurée, $I_{b,h}$ étant le moment d'inertie de la section homogène (indice h), dans laquelle la section de béton a été remplacée par une section équivalente en acier à l'aide du coefficient d'équivalence $n_{el} = E_a/E_c$ (voir TGC vol. 10, § 4.7.2).

Un tel calcul élastique d'une poutre continue à inertie constante ne tient pas compte d'une éventuelle fissuration du béton sur appui intermédiaire, ce qui ne permet pas une redistribution des moments de flexion de l'appui vers les travées. Il est cependant possible de prendre en compte une telle redistribution, qui est souvent favorable quant à la bonne utilisation des propriétés des matériaux mis en œuvre, à l'aide de méthodes simplifiées.

Une telle redistribution doit satisfaire les conditions d'équilibre. Elle peut tenir compte, en plus de la fissuration du béton, du *comportement élastoplastique* des matériaux ainsi que du voilement local de la poutre métallique sur appui intermédiaire. Pour modifier la répartition des moments de flexion, deux méthodes sont possibles :

- calcul élastique des moments de flexion d'une poutre continue à *inertie constante* $I_{b,h}$ (fig. 10.25(a)) correspondant à la section non fissurée sur toute sa longueur: réduction du moment sur appui selon les valeurs globales de redistribution données au tableau 10.26 (première ligne) et augmentation correspondante des moments en travée;
- calcul élastique des moments de flexion d'une poutre continue à *inertie variable* (fig. 10.25(b)), l'inertie $I_{b,f}$ sur une longueur de $0.15 l$ de part et d'autre de l'appui étant calculée avec la section fissurée (indice f), composée de la poutrelle métallique et de l'armature tendue: réduction du moment sur appui selon les valeurs globales de redistribution données au tableau 10.26 (deuxième ligne) et augmentation correspondante des moments en travée.

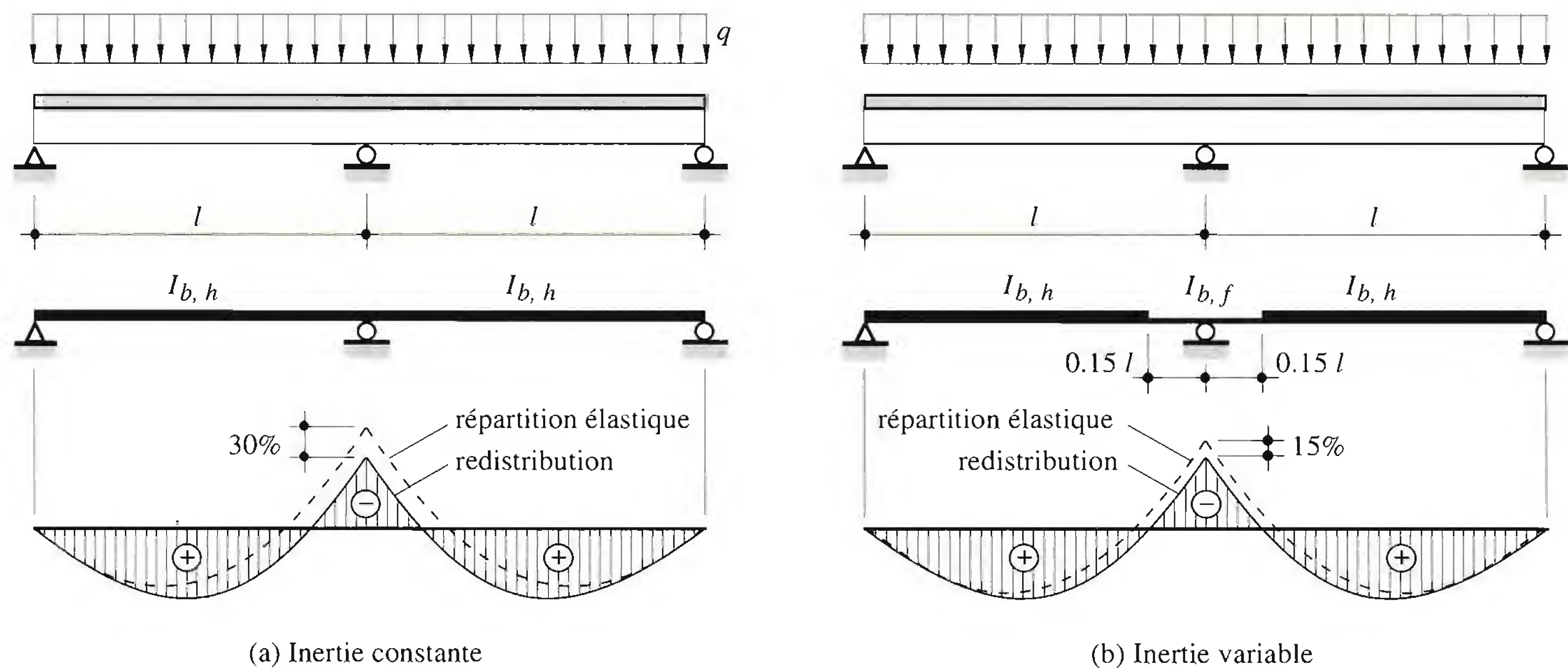


Fig. 10.25 Calcul élastique des efforts intérieurs dans une poutre continue et redistribution des moments sur appui.

Les valeurs globales maximales de redistribution que l'on peut admettre (tab. 10.26) dépendent de la capacité de rotation de la section métallique sur appui, donc de la *classe* de la section : une section pouvant développer le moment plastique, mais de capacité de rotation limitée par des phénomènes d'instabilité (classe 2 selon Eurocode 4) autorise une moins grande redistribution qu'une section avec une capacité de rotation permettant la formation d'une rotule plastique (classe 1 selon Eurocode). Dans ce deuxième cas, il est possible de procéder à un *calcul plastique* des efforts intérieurs.

Tableau 10.26 Valeurs globales maximales de la redistribution des moments sur appui (pourcentage de la valeur initiale du moment élastique).

Calcul élastique des efforts intérieurs avec :	Section de classe 1	Section de classe 2
• inertie constante (section non fissurée), fig. 10.25(a)	40%	30%
• inertie variable (section fissurée sur appui), fig. 10.25(b)	25%	15%

Une section transversale est classée en fonction de la classe la plus défavorable de ses parois comprimées en acier (TGC vol. 10, chap. 12). Cela revient à dire que seules les sections mixtes soumises à un moment négatif sont sujettes à une classification. Sous moment positif en effet, l'aile supérieure éventuellement comprimée est liée à la dalle en béton – ou mixte – de façon continue et rigide, ce qui empêche le voilement local de se produire.

Rappelons que ces classes de sections ont été définies dans l'Eurocode 4 de la façon suivante :

- *Classe 1 : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour un calcul plastique des efforts intérieurs.*
- *Classe 2 : Sections transversales pouvant développer leur moment plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.*

- *Classe 3: Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre comprimée extrême de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment plastique.*
- *Classe 4: Sections transversales dont la résistance à la flexion ou à la compression est déterminée obligatoirement en tenant compte explicitement des effets du voilement local.*

La figure 10.27 montre, pour une section mixte soumise à un moment négatif, plusieurs évolutions théoriques possibles du moment appliqué M en fonction de la rotation ϕ , selon la classe de la section transversale.

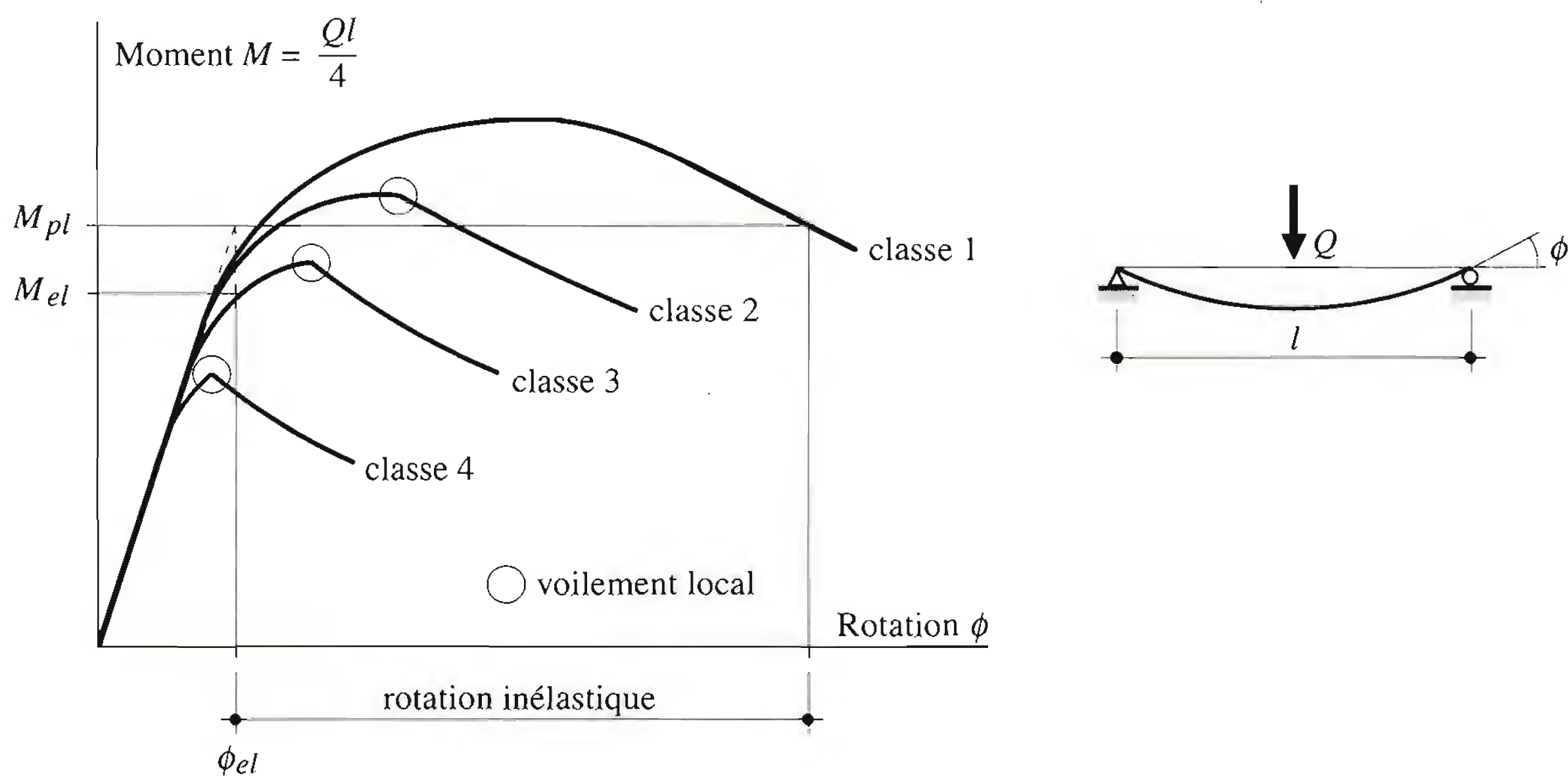


Fig. 10.27 Comportement et classes des sections mixtes.

Le fait d'utiliser des valeurs globales de redistribution des moments sur appui conduit souvent à des *sauts* dans le dimensionnement, à des marges de sécurité non uniformes dans l'ensemble d'une structure mixte et très différentes d'un élément à un autre. Pour éviter ces inconvénients, une méthode de dimensionnement a été développée [10.1], consistant à calculer la redistribution effective des moments nécessaire pour atteindre la ruine d'une poutre mixte continue et à utiliser cette valeur pour le dimensionnement. Pratiquement, cette méthode comprend des diagrammes donnant la valeur de la redistribution disponible des moments sur appui en fonction de la capacité de rotation requise par le système.

Calcul plastique

Le calcul plastique d'une poutre hyperstatique (par exemple une poutre continue) consiste à trouver la résistance de la structure porteuse en termes de charge ultime uniformément répartie. Il s'agit donc de déterminer le mécanisme de ruine après redistribution des moments due à la rotation des sections plastifiées. A cet effet, il est nécessaire de distinguer le moment plastique en travée du moment plastique sur appui (pour les définitions et notations, voir TGC vol. 10, sect. 4.7 et 5.8):

- en travée $M_{plb}^+ = f_{ya} Z_b^+$ (10.46)

- sur appui $M_{plb}^- = f_{ya} Z_b^-$ (10.47)

Le calcul plastique d'une poutre mixte est applicable pour autant que certaines hypothèses soient satisfaites :

- la section métallique est bisymétrique par rapport au plan de l'âme,
- la capacité de rotation est suffisante pour permettre le développement de rotules plastiques,
- le déversement est empêché.

A titre d'illustration du calcul plastique, considérons la poutre mixte sur trois appuis de la figure 10.28(a), soumise à une charge uniformément répartie q . Le moment maximal sur appui dû à cette charge vaut (fig. 10.28(b)) :

$$M_{\max}^- = -\frac{q l^2}{8} \quad (10.48)$$

Une première rotule plastique se forme sur appui quand $|M_{\max}^-|$ atteint M_{plb}^- , à savoir pour la charge q_{u1} :

$$q_{u1} = \frac{8 M_{plb}^-}{l^2} \quad (10.49)$$

Lorsque cette charge est atteinte (fig. 10.28(c)), le système, initialement hyperstatique, devient isostatique. Etant donné l'équation du moment de flexion

$$M^+(x) = -\frac{q x^2}{2} + \frac{\frac{q l^2}{2} - M_{plb}^-}{l} x \quad (10.50)$$

et la position du point de moment maximal

$$x(M_{\max}^+) = \frac{\frac{q l^2}{2} - M_{plb}^-}{q l} \quad (10.51)$$

on trouve le moment maximal qu'il est possible d'atteindre en travée en introduisant la valeur (10.51) dans (10.50) :

$$M_{\max}^+ = \frac{q l^2}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{M_{plb}^-}{q l^2} \right)^2 \quad (10.52)$$

Si on continue d'augmenter la charge, une rotule plastique se forme dans chaque travée (théoriquement, si tout est parfaitement symétrique) quand M_{\max}^+ atteint M_{plb}^+ , pour la charge q_{u2} :

$$q_{u2} = 4 \frac{M_{plb}^+}{l^2} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{M_{plb}^-}{M_{plb}^+} + \sqrt{1 + \frac{M_{plb}^-}{M_{plb}^+}} \right) \quad (10.53)$$

A ce stade, la poutre devient un mécanisme (fig. 10.28(d)). La charge q_{u2} est la charge ultime du système. La figure 10.28 montre également l'évolution de la flèche maximale w de la poutre mixte en fonction de la charge q appliquée.

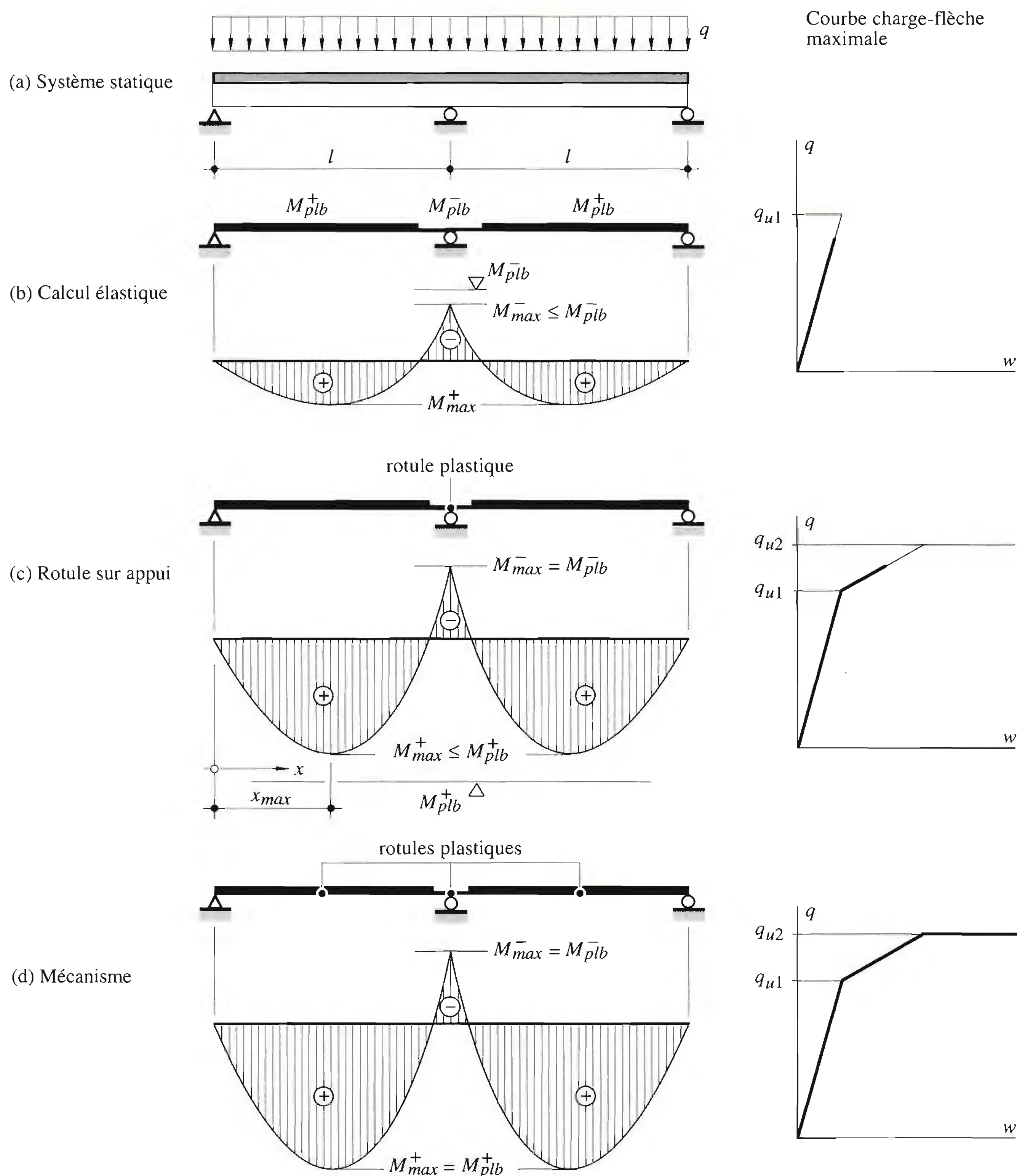


Fig. 10.28 Calcul plastique d'une poutre mixte continue sur trois appuis.

Le diagramme de la figure 10.29 permet de déterminer, pour une travée intermédiaire et une travée de rive, la charge ultime q_u en fonction du rapport de leurs moments plastiques respectifs (égal au rapport des modules plastiques Z_b^- / Z_b^+). La fissuration du béton n'est pas prise en compte dans ce diagramme. La charge ultime s'exprime ainsi :

$$q_u = \alpha \frac{M_{plb}^+}{l^2} \quad (10.54)$$

α : coefficient déterminé à l'aide du diagramme de la figure 10.29

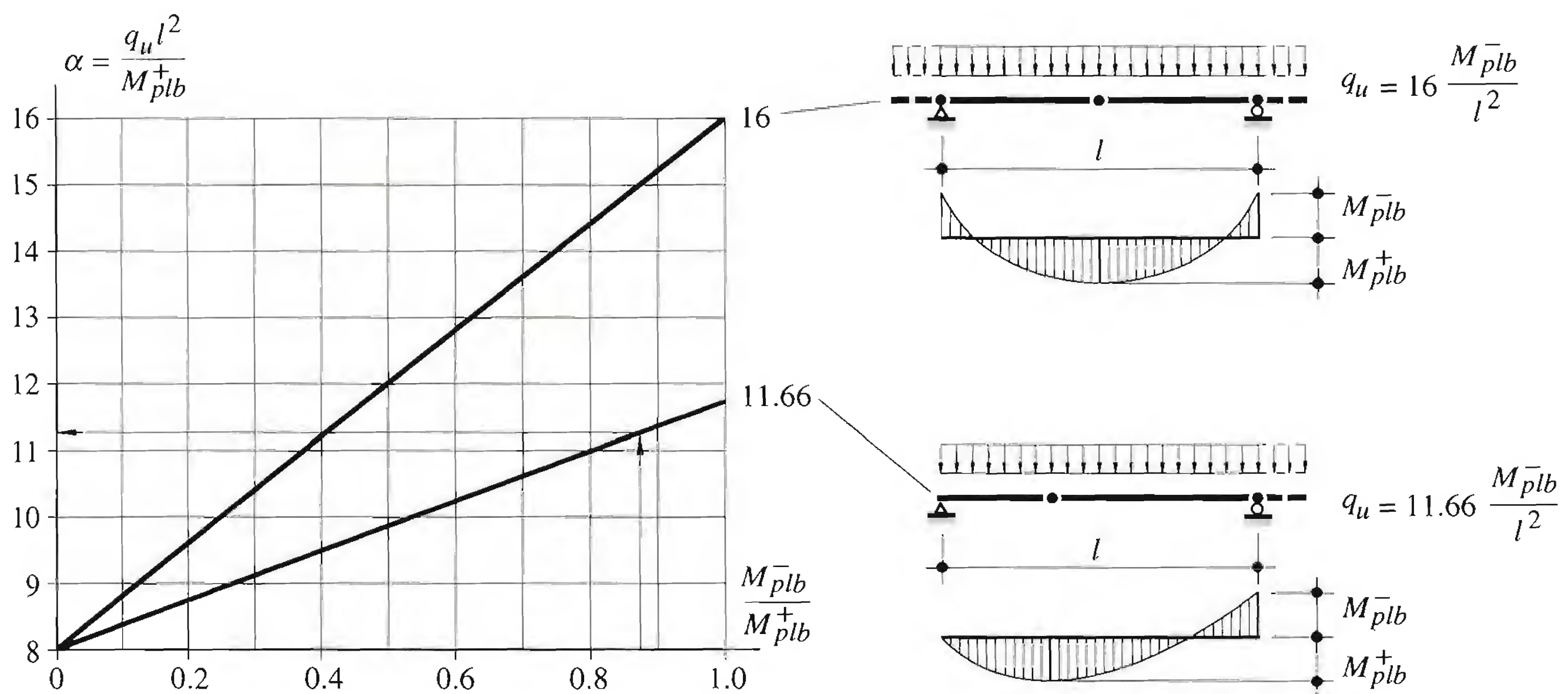


Fig. 10.29 Diagramme pour la détermination de la charge ultime d'une poutre mixte.

10.5.5 Connexion acier-béton

Définitions

La connexion entre la dalle en béton et la poutrelle métallique est la justification même de la construction mixte. Cette connexion est réalisée par des moyens de liaison appelés connecteurs, qui ont pour but d'empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à assembler ainsi que leur séparation (le soulèvement de la dalle). Selon le comportement et la résistance de la connexion, exprimés par la relation entre la force sollicitant le connecteur et le glissement à l'interface (fig. 10.30), l'interaction peut être différente.

En ce qui concerne la *rigidité de la connexion*, les définitions sont les suivantes :

- un connecteur est considéré comme *souple* lorsqu'il offre une capacité de déformation suffisante pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique de la connexion; les goujons à tête d'une longueur hors-tout après soudage d'au moins quatre fois le diamètre peuvent être considérés comme souples;
- lorsque les *connecteurs* sont *souples* ou *non souples* et que les glissements sont faibles et peuvent être négligés, on parle d'*interaction complète* entre la dalle en béton et la poutre en acier;

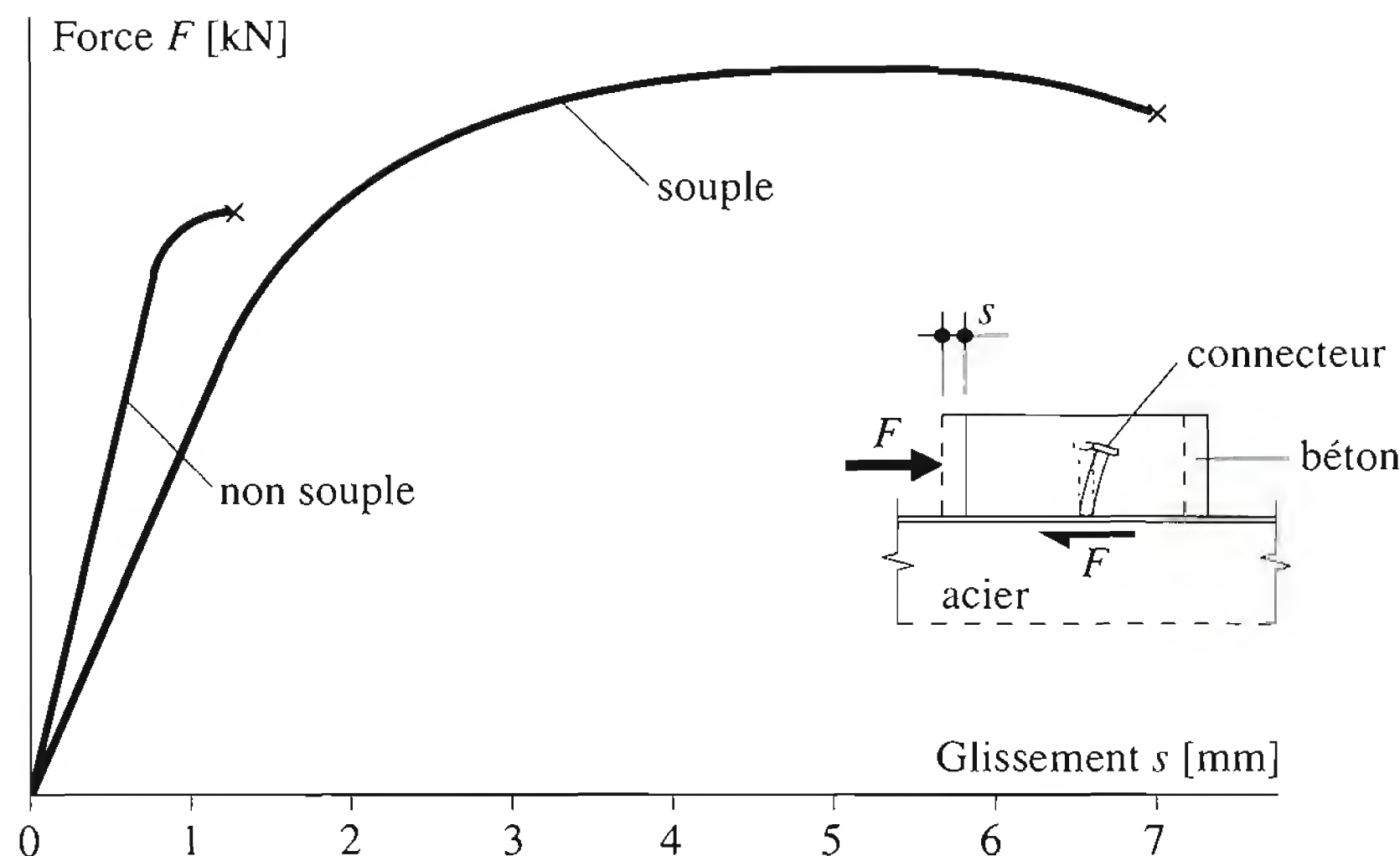


Fig. 10.30 Comportement des connecteurs.

- lorsque les *connecteurs* sont *souples* et que les glissements qui se produisent à l'interface ne peuvent pas être négligés dans les calculs car ils influencent la déformation et la résistance de la poutre mixte, on parle d'**interaction incomplète**.

En ce qui concerne la *résistance de la connexion*, les définitions sont les suivantes :

- lorsque la résistance de la connexion est telle que la résistance ultime à la flexion de la poutre ne serait pas augmentée par l'addition de connecteurs supplémentaires, on parle alors de **connexion totale**;
- lorsque le nombre de connecteurs est inférieur à celui requis pour une connexion totale, on parle de **connexion partielle**;
- le **degré de connexion** est le rapport entre le nombre effectif de connecteurs en connexion partielle N_{part} et le nombre correspondant en connexion totale N_{tot} , sur un tronçon de poutre mixte.

En ce qui concerne la *répartition des connecteurs* le long de la poutre, les définitions sont les suivantes :

- Une **section critique** est une section transversale particulière de la poutre mixte dans laquelle le moment est nul ou maximal (et où il peut atteindre le moment plastique), ou une section où se produit un brusque changement de moment de flexion ou d'inertie;
- Une **longueur critique** est un tronçon de poutre situé entre deux sections critiques adjacentes.

L'**effort rasant** est l'effort de cisaillement longitudinal que la connexion doit transférer à l'interface entre la dalle en béton et la poutre métallique. Il est donné par la différence d'effort normal entre deux sections, dans la dalle en béton ou dans la poutre métallique, selon la position de l'axe neutre.

Il faut relever que les définitions de connexion totale, de connexion partielle et de degré de connexion n'ont un sens qu'en calcul plastique de la connexion de poutres mixtes dans la zone des moments positifs. En effet, dans ce calcul, le nombre de connecteurs est fonction des aires de béton ou d'acier de construction de la section mixte et non directement des efforts intérieurs. En revanche, en calcul élastique, le nombre de connecteurs est directement proportionnel à la valeur de dimensionnement des efforts tranchants.

Calcul élastique des efforts rasants

Le calcul élastique des efforts rasants est utilisé lorsque la résistance des sections est calculée élastiquement (classes 3 et 4). Ce calcul s'applique aussi bien aux connecteurs souples que non souples. L'effort rasant v est donné par l'équilibre d'une tranche élémentaire de poutre mixte (fig. 10.31):

$$v_{el} dx = \int_{A_c} d\sigma dA_c = \frac{dM S_c}{n_{el} I_b} \quad (10.55)$$

$$\text{d'où} \quad v_{el} = \frac{V S_c}{n_{el} I_b} \quad (10.56)$$

- v_{el} : effort rasant élastique dans la section considérée
 S_c : moment statique de la dalle (largeur b_{ef}) par rapport à l'axe neutre de la section mixte
 n_{el} : coefficient d'équivalence élastique ($n_{el} = E_a / E_c$)
 I_b : moment d'inertie de la section mixte
 V : effort tranchant dans la section considérée

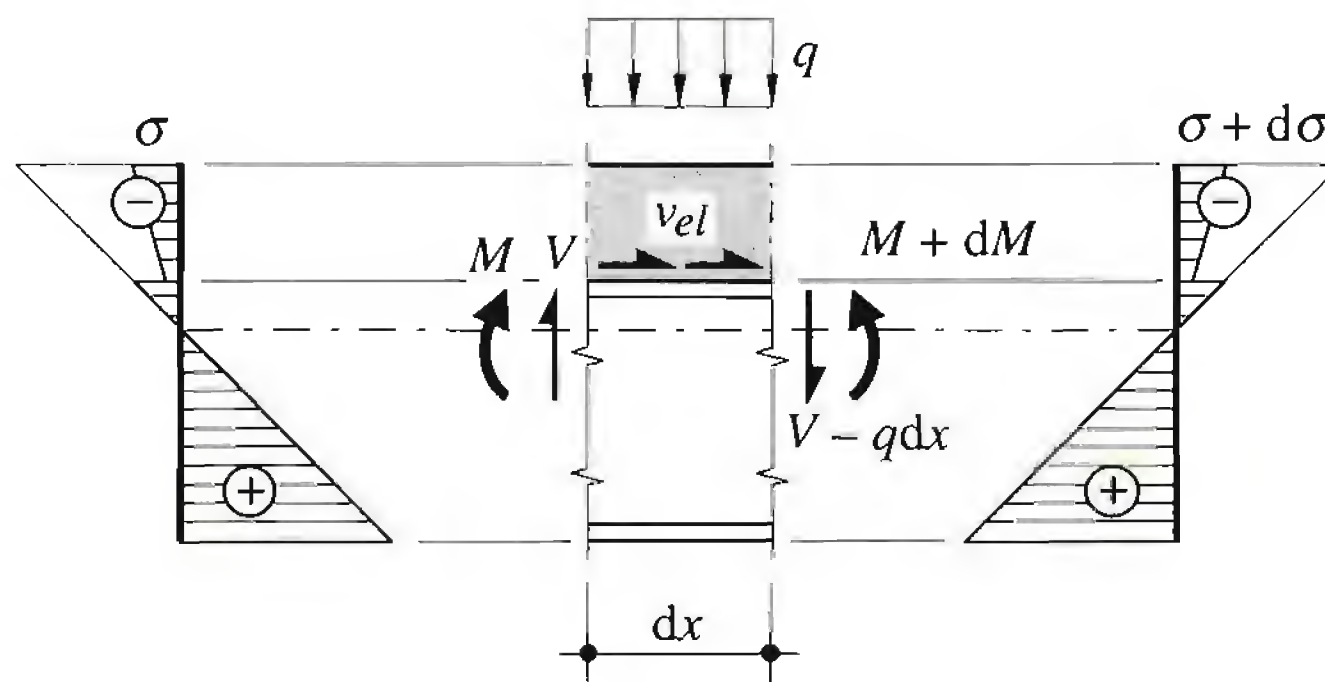


Fig. 10.31 Modèle de calcul élastique des efforts rasants.

Le diagramme des efforts rasants est donc proportionnel aux efforts tranchants V dus aux charges appliquées après la réalisation de la liaison acier-béton. Dans le domaine du bâtiment, il existe des efforts rasants produits par d'autres effets que les charges extérieures, notamment par le retrait du béton. Les effets dus à la température et à la précontrainte sont traités en détail dans le TGC volume 12, au chapitre consacré aux ponts mixtes. En effet, les variations de température sont faibles et la précontrainte est peu utilisée dans les bâtiments.

Efforts rasants dus au retrait

Le retrait est le raccourcissement du béton au cours du temps. Comme nous l'avons vu dans le TGC vol. 10 (§ 5.8.5), la dalle en béton étant solidaire de la poutrelle métallique, le retrait du béton crée des contraintes internes à la section, en équilibre entre elles. Cet état peut être déterminé en remplaçant le retrait par un jeu de forces extérieures ayant le même effet (fig. 10.32):

- Nous considérons dans un premier temps que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique: le retrait peut s'effectuer librement et vaut $\varepsilon_{cs} dx$ (fig. 10.32(a)).

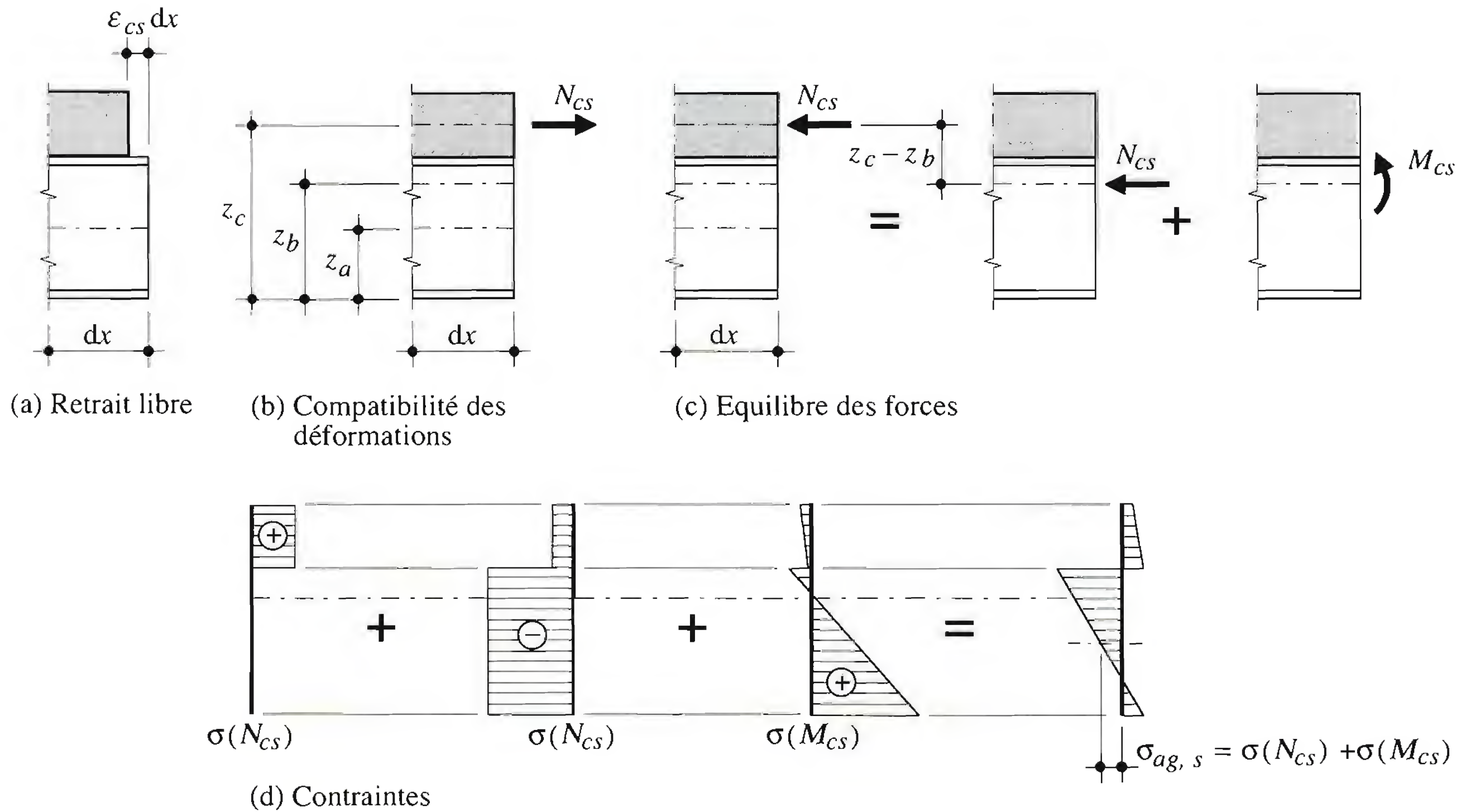


Fig. 10.32 Efforts rasants dus au retrait.

- Comme le retrait est empêché par la connexion acier-béton, il faut appliquer sur la dalle, pour rétablir la compatibilité des déformations, une force de traction fictive N_{cs} (fig. 10.32(b)):

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs} E_{cs} A_c = \varepsilon_{cs} \frac{E_a}{n_s} A_c \quad (10.57)$$

avec
$$n_s = \frac{E_a}{E_{cs}} = (1 + 0.5 \varphi(t, t_0)) \frac{E_a}{E_{c0}} = (1 + 0.5 \varphi(t, t_0)) n_0 \quad (10.58)$$

et
$$E_{cs} = \frac{E_{c0}}{1 + 0.5 \varphi(t, t_0)} \quad (10.59)$$

- ε_{cs} : retrait spécifique
- A_c : section transversale de la dalle en béton ($A_c = h_c b$)
- E_a : module d'élasticité de l'acier
- n_s : coefficient d'équivalence élastique avec prise en compte du retrait
- E_{cs} : module d'élasticité fictif du béton, tenant compte du retrait
- $\varphi(t, t_0)$: coefficient de fluage
- E_{c0} : module d'élasticité du béton pour action de courte durée (selon la norme SIA 161, $E_{c0} = 14\,000 (f_c + 4)^{0.3} \text{ [N/mm}^2\text{]}$)
- f_c : valeur de calcul de la résistance à la compression du béton $[\text{N/mm}^2]$

- Cette force de traction sur le béton doit être équilibrée par une force de compression de même intensité, appliquée à l'axe de gravité de la dalle en béton, mais agissant sur la section mixte (fig. 10.32(c)).

- L'effet de cette force est équivalent à celui d'un effort normal de compression agissant à l'axe de gravité de la section mixte et d'un moment de flexion égal à l'effort normal multiplié par son excentricité par rapport à l'axe de gravité de la dalle. Ces deux efforts intérieurs N_{cs} et $M_{cs} = N_{cs}(z_c - z_b)$ créent l'état de contraintes représenté à la figure 10.32(d).
- L'état réel des contraintes dans la section mixte est obtenu en superposant les contraintes dues à N_{cs} (dans la dalle en béton) et celles dues à $N_{cs} + M_{cs}$ qui agissent sur la section mixte. La contrainte à l'axe de gravité de la section métallique vaut :

$$\sigma_{ag,s} = \frac{N_{cs}}{A_b} + \frac{M_{cs}}{I_b}(z_b - z_a) \quad (10.60)$$

- Pour une *poutre simple*, les contraintes normales dues au retrait sont constantes le long de la poutre; elles ne créent donc aucun effort rasant dans la connexion en section courante. Pour une *poutre continue*, il faut en plus tenir compte des efforts rasants répartis dus aux efforts tranchants hyperstatiques. Dans les deux cas, l'effort axial à l'extrémité de la poutre est cependant identique. Comme les sections d'extrémité (surfaces libres) ne peuvent pas être soumises à des contraintes normales, un effort axial F_{vs} y est créé par le retrait et doit être *ancré*, c'est-à-dire introduit de façon concentrée.
- Cet effort axial F_{vs} qui doit être ancré à l'extrémité est égal à la résultante de l'effort normal sur la section, soit la contrainte à l'axe de gravité de la section métallique $\sigma_{ag,s}$ multipliée par l'aire de cette section A_a :

$$F_{vs} = A_a \sigma_{ag,s} \quad (10.61)$$

- L'effort axial ne pouvant être introduit de façon concentrée à l'extrémité de la poutre, nous admettons que, grâce à la souplesse des connecteurs, il est réparti triangulairement sur une distance x_s . L'effort rasant maximal à l'extrémité de la poutre vaut alors :

$$v_s = \frac{2F_{vs}}{x_s} \quad (10.62)$$

- La longueur d'introduction x_s à considérer peut être admise égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$x_s = \min(b_{ef}; l/10) \quad (10.63)$$

b_{ef} : largeur participante de la dalle
 l : portée de la poutre

Calcul plastique des efforts rasants

Le calcul plastique des efforts rasants est utilisé lorsque la résistance des sections est calculée plastiquement (classes 1 et 2). Il s'applique essentiellement aux connecteurs souples et, dans des cas particuliers, aux connecteurs non souples. Rappelons qu'en calcul plastique de la résistance à la flexion des sections mixtes (TGC vol. 10, § 4.7.4), nous avons admis implicitement que la connexion était suffisamment résistante pour que le moment plastique de la section puisse être atteint. La *connexion* est alors *totale* et les connecteurs sont dimensionnés pour ne pas être la cause de la ruine de la poutre.

Or dans certains cas, il est judicieux (ou même indispensable) d'installer moins de connecteurs que nécessaire pour atteindre le moment plastique. Il peut s'agir par exemple des cas pratiques suivants :

- la section de la dalle en béton, qui est dimensionnée en flexion perpendiculaire à celle de la poutre, est plus grande que nécessaire pour la résistance à la flexion de la poutre,
- la section de la poutre, qui est dimensionnée au stade de construction, est plus grande que nécessaire,
- la présence d'une tôle profilée perpendiculaire à la poutre ne permet pas de disposer le nombre suffisant de connecteurs.

Il est également possible que la recherche d'un optimum économique entre les dimensions du profilé métallique et le nombre de connecteurs permette de réduire le nombre de connecteurs (tab. 10.21). Une réduction peut s'avérer aussi nécessaire dans le cas où la transmission des efforts rasants plastiques entre les connecteurs et la dalle en béton n'est pas possible, le cisaillement longitudinal ne pouvant pas être repris par la surface de cisaillement autour des connecteurs, et ceci malgré la présence d'une armature transversale (§ 10.5.6). Dans tous ces cas, il convient alors de mettre en place moins de connecteurs que nécessaire pour une connexion totale et de réaliser ainsi une *connexion partielle*.

Examinons le calcul plastique des efforts rasants dans différentes situations.

Connexion totale, connecteurs souples

L'effort rasant est déterminé par un calcul plastique (fig. 10.33) en faisant l'équilibre de chaque tronçon de poutre mixte situé entre les sections critiques.

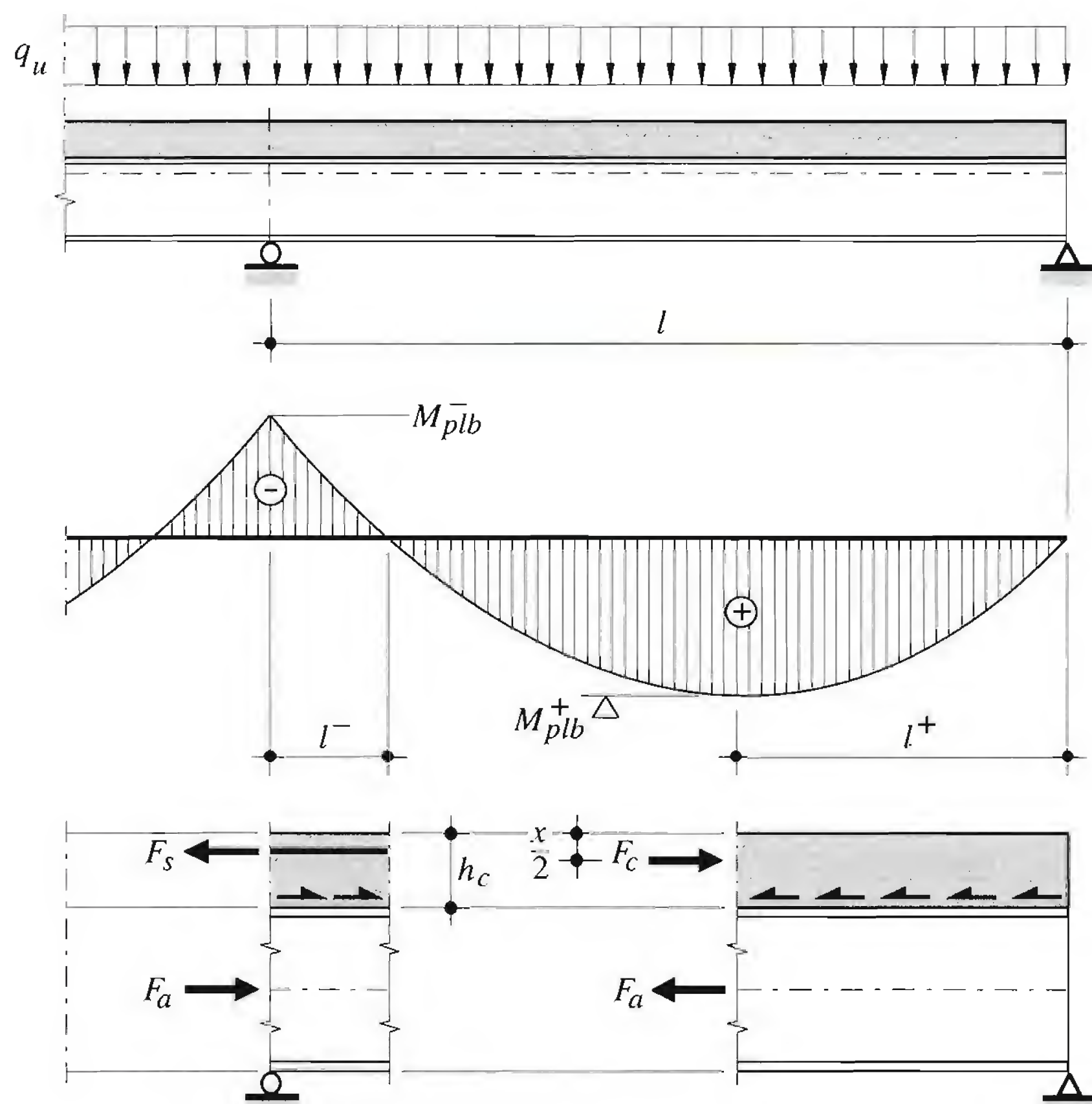


Fig. 10.33 Modèle de calcul plastique des efforts rasants.

- En travée (tronçons l^+ pour le moment positif), l'effort rasant est donné par:

$$\text{axe neutre dans la dalle en béton } (A_a \leq \frac{A_c}{n_{pl}}) : F_v^+ = F_a = f_{ya} A_a \quad (10.64)$$

$$\text{axe neutre dans le profilé } (A_a > \frac{A_c}{n_{pl}}) : F_v^+ = F_c = f_c A_c \quad (10.65)$$

- Sur appui (tronçons l^- pour le moment négatif), l'effort rasant est donné par l'effort dans les armatures, le béton étant admis fissuré:

$$F_v^- = F_s = f_{ys} A_s \quad (10.66)$$

A_a : aire de la section d'acier du profilé

A_c : aire de la section de béton ($A_c = b_{ef} h_c$)

A_s : aire de la section d'acier des armatures situées dans la largeur participante b_{ef}

Connexion partielle, connecteurs souples

Le nombre de connecteurs prévu en travée est inférieur à celui déterminé avec les efforts rasants F_v^+ ((10.64) (10.65)). L'effort rasant qui peut être repris par la connexion correspond alors à la somme des résistances au cisaillement des connecteurs, soit:

$$F_{v,part}^+ = F_{c,part} = N_{part} V_{RD} \quad (10.67)$$

N_{part} : nombre de connecteurs sur le tronçon l^+

V_{RD} : résistance ultime au cisaillement d'un connecteur (voir par ex. (10.72))

Il résulte de la connexion partielle une diminution de la résistance ultime à la flexion de la section qui dépend du *degré de connexion*. De plus, les forces internes de compression et de traction ne sont plus en équilibre. Il faut alors, pour retrouver cet équilibre, remplacer le manque de résistance en compression, dû à la diminution du nombre de connecteurs, par une participation d'une partie de la section en acier à la compression.

La méthode de calcul de la relation entre la résistance à la flexion $M_{plb,part}$ et le degré de connexion N_{part}/N_{tot} , dite *méthode de la connexion partielle*, (courbe (a) de la figure 10.34), consiste à déterminer analytiquement la répartition des contraintes plastiques dans la section mixte correspondant à la résistance effective de la connexion (TGC vol. 12). Une alternative consiste à remplacer la section mixte en connexion partielle par une *section mixte réduite* en connexion totale (fig. 10.35). Cette alternative a l'avantage de permettre l'utilisation des formules du tableau 10.23. Il suffit alors, pour le calcul du module plastique Z_b^+ en connexion partielle, de remplacer la hauteur de la dalle en béton h_c par la hauteur du béton comprimé h'_c donnée par la résistance effective de N_{part} connecteurs:

$$\text{Si } A_a \leq \frac{A_c}{n_{pl}} : h'_c = \frac{N_{part}}{N_{tot}} \frac{f_{ya} A_a}{f_c b_{ef}} \quad (10.68)$$

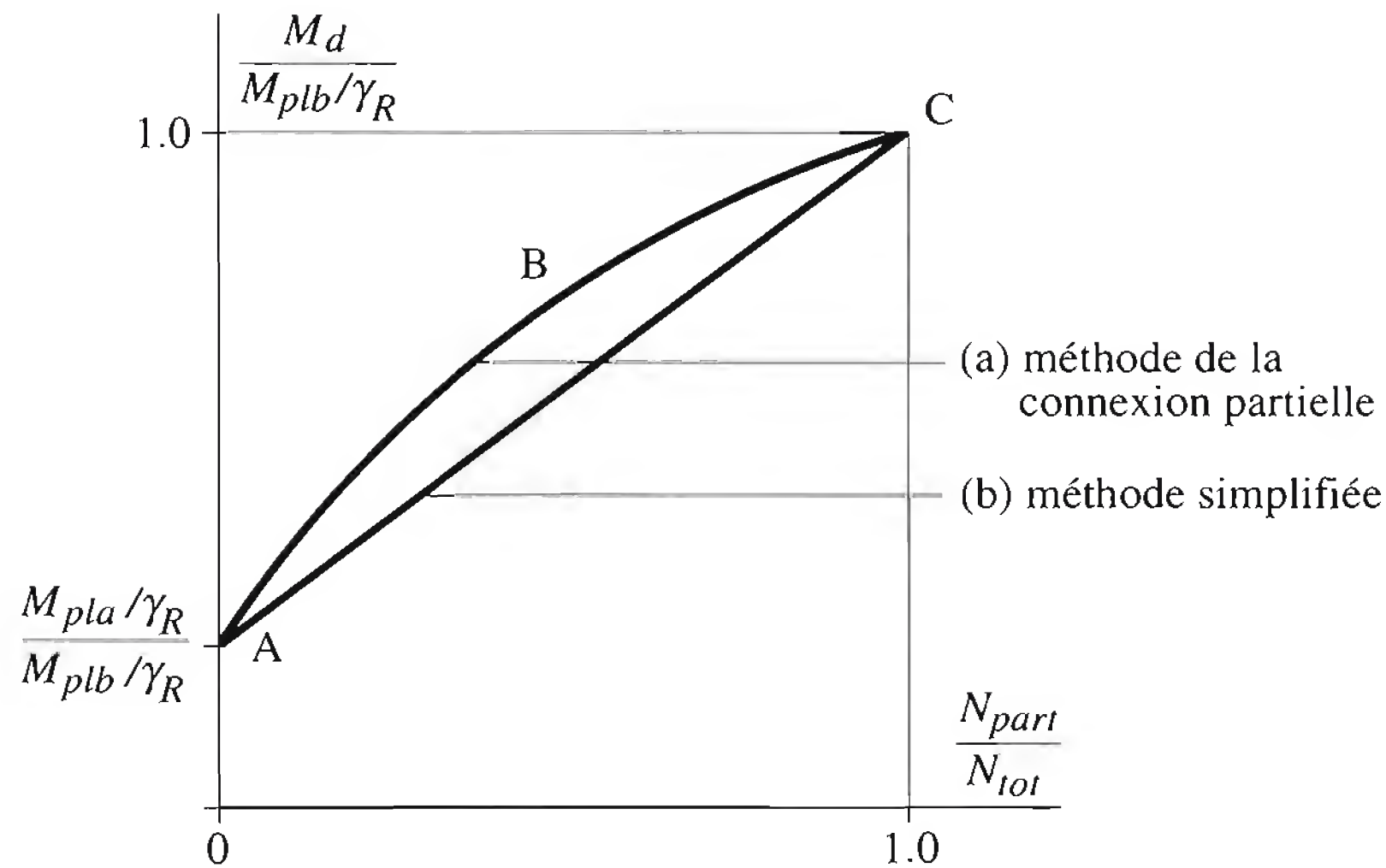


Fig. 10.34 Résistance ultime en fonction du degré de connexion (diagrammes de connexion partielle).

$$\text{Si } A_a > \frac{A_c}{n_{pl}} : \quad h'_c = \frac{N_{part}}{N_{tot}} \frac{A_c}{b_{ef}} \quad (10.69)$$

n_{pl} : coefficient d'équivalence plastique ($n_{pl} = f_{ya} / f_c$)

b_{ef} : largeur participante de la dalle

A_c : aire de la section de béton ($A_c = b_{ef} h_c$)

Dans les formules du tableau 10.23, il faut donc également remplacer:

- z_c par $z'_c = h - h'_c/2$
- A_c par $A'_c = b_{ef} h'_c$

Une *méthode simplifiée*, conservatrice, consiste à remplacer la courbe ABC de la figure 10.34, toujours convexe, par la ligne droite reliant le point A (pas de connexion, poutre métallique seule) au point C (connexion totale). Cette droite permet soit de déterminer la valeur de dimensionnement $M_{d,part}$ en fonction du nombre de connecteurs N_{part} , soit de trouver le nombre de connecteurs nécessaire en fonction de la valeur de dimensionnement du moment de flexion M_d :

$$M_{d,part} = \frac{M_{pla}}{\gamma_R} + \frac{N_{part}}{N_{tot}} \left(\frac{M_{plb}}{\gamma_R} - \frac{M_{pla}}{\gamma_R} \right) \quad (10.70)$$

$$N_{part,nec} = \frac{M_d - \frac{M_{pla}}{\gamma_R}}{\frac{M_{plb}}{\gamma_R} - \frac{M_{pla}}{\gamma_R}} N_{tot} \quad (10.71)$$

M_d : valeur de dimensionnement du moment de flexion agissant sur la section mixte

M_{pla} : moment plastique de la section métallique

M_{plb} : moment plastique de la section mixte

γ_R : facteur de résistance relatif aux structures métalliques et mixtes ($\gamma_R = 1.1$)

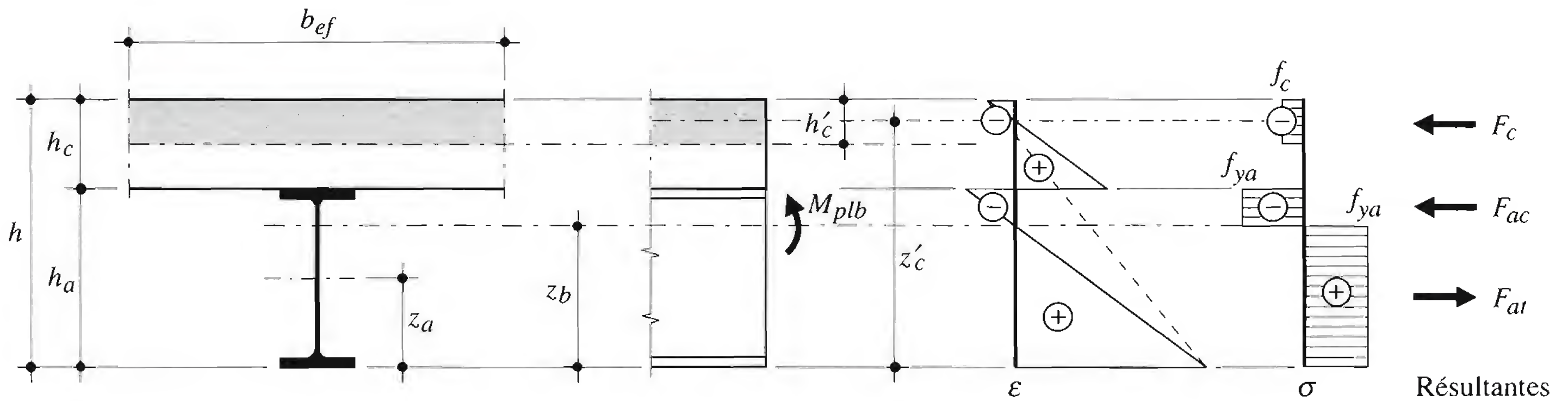


Fig. 10.35 Section mixte en connexion partielle.

Pour les poutres mixtes de bâtiment avec profilé laminé, le degré de connexion ne doit pas être inférieur à une certaine limite, fixée par exemple à 0.4 par la norme SIA 161. En effet, si le degré de connexion est trop bas, les courbes (a) et (b) de la figure 10.34 ne sont plus valables, la ruine se produisant alors par rupture des connecteurs dont il est exigé une trop grande capacité de déformation, et non plus par formation d'une rotule plastique en section critique [10.2].

L'Eurocode 4 fixe différentes limites inférieures du degré de connexion en fonction de la portée l de la poutre, pour les sections symétriques et non symétriques.

Connexion partielle, connecteurs non souples

Il est également possible de réaliser une poutre mixte à connexion partielle avec des connecteurs non souples à condition de déterminer les efforts rasants à partir de la répartition des contraintes dans les sections critiques basée sur une continuité totale à l'interface acier-béton (pas de glissement).

L'Eurocode 4 donne les règles à appliquer pour utiliser la méthode simplifiée en cas de connexion partielle et connecteurs non souples. Ces règles sont valables pour les connecteurs qui possèdent une capacité de déformation au moins égale à 2 mm.

10.5.6 Résistance des connecteurs

Goujons soudés

La résistance ultime au cisaillement des goujons soudés dépend du mode de rupture de la connexion (TGC vol. 10, § 5.8.6), soit l'écrasement du béton autour du goujon, soit la rupture de la tige du goujon (combinaison de flexion, cisaillement et traction). En *calcul plastique* de la résistance et pour le cas d'une dalle pleine (sans tôle profilée), la valeur de la résistance ultime au cisaillement V_{RD} est donnée par les formules suivantes, tirées de la norme SIA 161; elles sont valables à condition que le goujon comporte une tête et que sa longueur soit supérieure ou égale à quatre fois son diamètre ($h_D \geq 4 d_D$):

$$\text{écrasement du béton:} \quad V_{RD1} = 0.35 d_D^2 \sqrt{f_c E_c} \quad (10.72a)$$

$$\text{rupture de la tige:} \quad V_{RD2} = 0.7 f_{u,D} \frac{\pi d_D^2}{4} \quad (10.72b)$$

d_D : diamètre de la tige du goujon

f_c : valeur de calcul de la résistance à la compression du béton

- E_c : module d'élasticité du béton ($E_c = E_{c0} = 14\,000\,(f_c + 4)^{0.3}$ [N/mm²])
- $f_{u,D}$: résistance à la traction de l'acier du goujon (en général $f_{u,D} = 450$ N/mm²)

La résistance ultime V_{RD} d'un goujon à tête noyé dans une dalle pleine est donnée par la plus petite des deux valeurs fournies par (10.72):

$$V_{RD} = \min(V_{RD1}, V_{RD2})$$

(10.73)

La figure 10.36 montre que la rupture de la tige du goujon, donnée par (10.72b) est déterminante dès que $f_c \geq 16$ N/mm² (béton B35/25 selon la norme SIA 162).

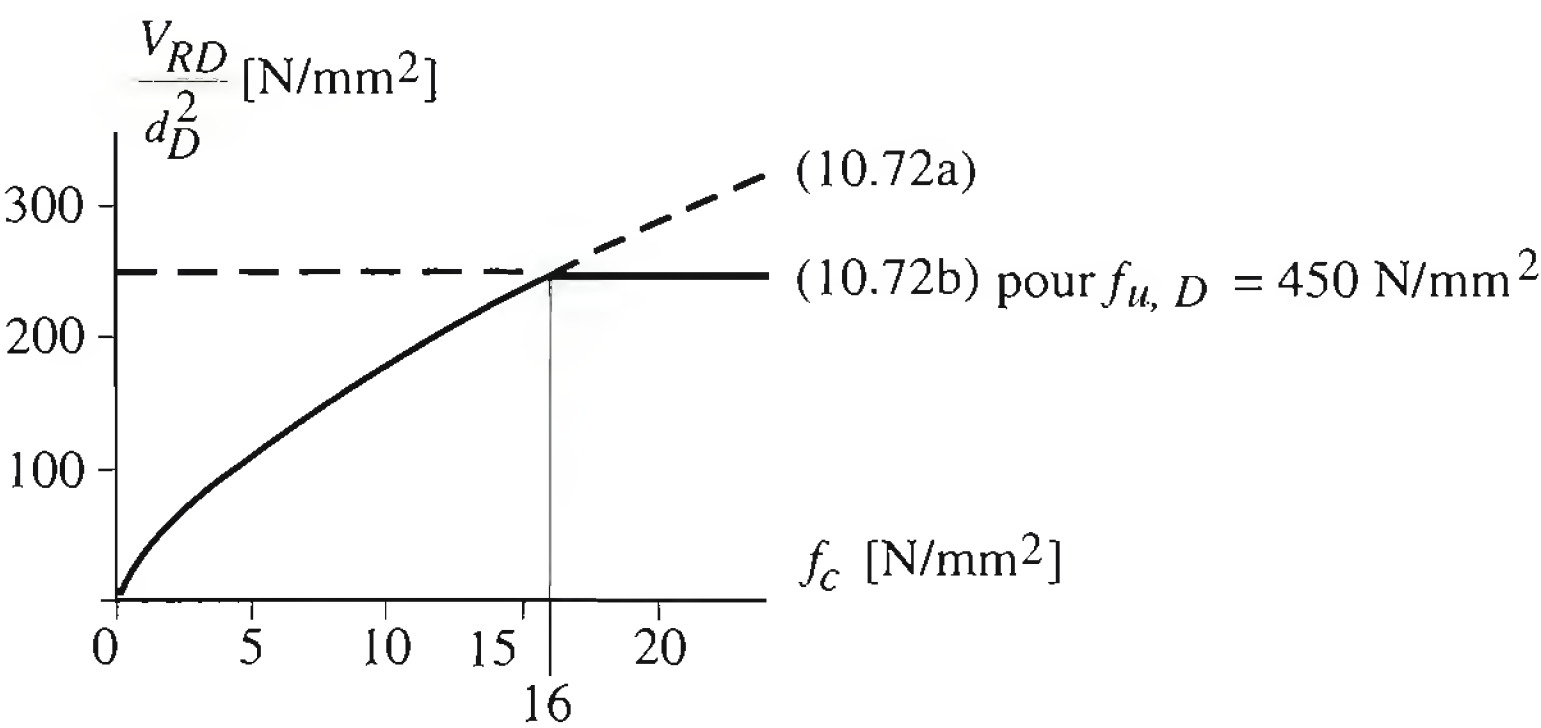


Fig. 10.36 Résistance ultime d'un goujon en fonction de la résistance du béton.

En cas de *calcul élastique* de la résistance ultime des sections, la résistance des goujons est réduite par un coefficient $\alpha = 0.6$, de façon à limiter le glissement relatif de la dalle sur le profilé métallique et satisfaire ainsi l'hypothèse de la conservation des sections planes:

$$V_{RDel} = \alpha V_{RD1}$$

(10.74)

Le tableau 10.37 donne les valeurs numériques de la résistance V_{RD} des goujons soudés, pour le calcul plastique et le calcul élastique de la résistance ultime des sections mixtes et pour des qualités de béton de B25/15 à B45/35.

Tableau 10.37 Résistance au cisaillement V_{RD} d'un goujon soudé ($f_{u,D} = 450$ N/mm²).

Diamètre d_D du goujon	Calcul plastique			Calcul élastique				
	Béton B25/15	Béton B30/20	Béton \geq B35/25	Béton B25/15	Béton B30/20	Béton B35/25	Béton B40/30	Béton B45/35
13 mm	33 kN	39 kN	42 kN	20 kN	23 kN	26 kN	30 kN	33 kN
16 mm	50 kN	58 kN	63 kN	30 kN	35 kN	40 kN	45 kN	50 kN
19 mm	70 kN	82 kN	89 kN	42 kN	49 kN	56 kN	64 kN	71 kN
22 mm	94 kN	111 kN	120 kN	56 kN	66 kN	75 kN	85 kN	95 kN

Équerres clouées

Les essais sur ce type de connecteurs (TGC vol. 10, fig. 5.41(b)) ont montré que leur comportement était souple et que ces équerres pouvaient être utilisées en cas de *calcul plastique* de la résistance ultime des sections mixtes, au même titre que les goujons soudés. Pour des qualités de béton B25/15 ($f_c > 10 \text{ N/mm}^2$) à B45/35 ($f_c > 23 \text{ N/mm}^2$), leur résistance ultime est toujours dictée par la rupture du connecteur lui-même ou de sa fixation par clous. C'est pourquoi il n'existe pas de formule donnant cette résistance, mais seulement des valeurs fixes expérimentales dépendant de la taille de l'équerre. En cas de *calcul élastique* de la résistance ultime des sections mixtes, le facteur de réduction à appliquer sur ces valeurs est $\alpha = 0.7$, pour les mêmes raisons qu'avec les goujons.

Les valeurs de résistance V_{RD} , établie sur la base d'essais, sont reportées au tableau 10.38. Elles sont valables pour un calcul plastique et pour un calcul élastique de la résistance des sections, indépendamment de la direction de l'effort rasant.

Tableau 10.38 Résistance au cisaillement V_{RD} des équerres HVB.

Type d'équerre	Calcul plastique	Calcul élastique
HVB 50 à 80	23 kN	16 kN
HVB 95 à 110	28 kN	20 kN
HVB 125 et 140	31 kN	22 kN

Résistance des connecteurs en présence de tôle profilée

Lorsque la dalle de compression de la poutre mixte est une dalle mixte avec tôle profilée (fig. 10.39), les connecteurs sont noyés dans des nervures de béton. Selon la forme et les dimensions de ces nervures, les essais ont démontré que la résistance de la connexion peut être réduite et sa ductilité diminuée. Cette réduction due à la présence des nervures est donnée par des coefficients (par exemple tirés de la norme SIA 161) à appliquer aux valeurs de la résistance données au tableau 10.37. Ces coefficients sont les suivants :

- nervures de la tôle parallèles à la poutre (fig. 10.39(a)) ou nervures perpendiculaires et deux rangées de goujons (fig. 10.39(b)) :

$$k_l = 0.60 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_D}{h_p} - 1 \right) \leq 1.0 \quad (10.75)$$

- nervures de la tôle perpendiculaires à la poutre et une rangée de goujons (fig. 10.39(c)) :

$$k_t = 0.85 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_D}{h_p} - 1 \right) \leq 1.0 \quad (10.76)$$

- b_0 : largeur moyenne (tôle trapézoïdale) ou minimale (tôle à queue d'aronde) de la nervure de béton (fig. 10.39(d))
- h_p : hauteur de la tôle profilée
- h_D : longueur du connecteur en place

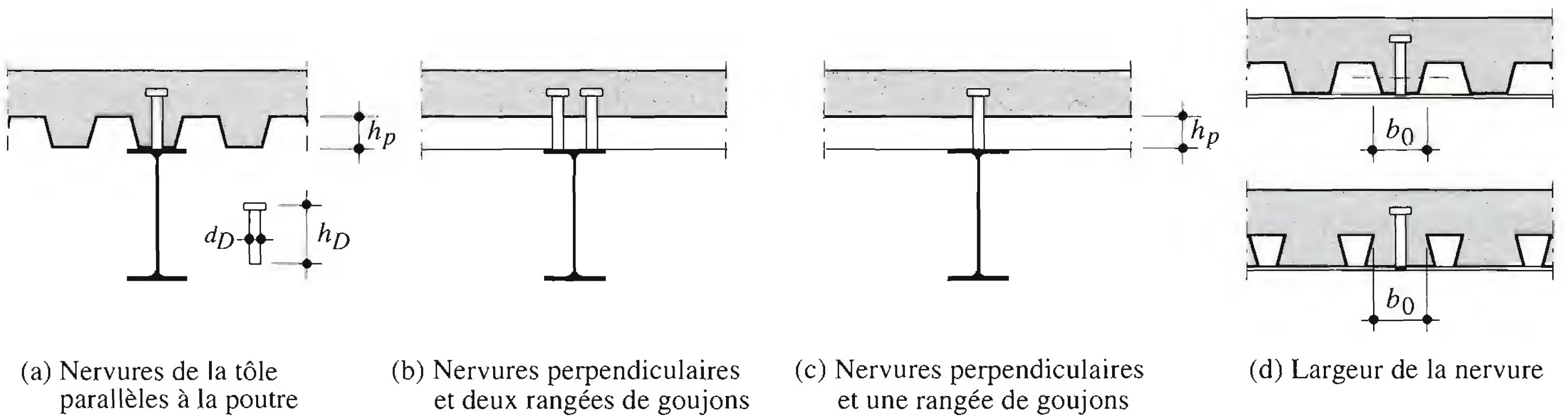


Fig. 10.39 Poutre mixte composée d'un profilé métallique et d'une dalle mixte avec tôle profilée.

Pour que les connecteurs puissent être efficaces en présence de la tôle profilée, les conditions suivantes (Eurocode 4), relatives aux dimensions du goujon et de la tôle profilée, doivent être remplies :

• goujon	$d_D \leq 20 \text{ mm}$	}	(10.77)
	$h_D \leq h_p + 75 \text{ mm}$		
	$h_D \geq h_p + 35 \text{ mm}$		

• tôle profilée	$h_p \leq 85 \text{ mm}$	}	(10.78)
	$b_0 \geq h_p$		
	$b_0 \geq 2.5d_D \text{ et } b_0 \geq 50 \text{ mm}$		

Pour les équerres, on peut se référer aux conditions données dans les tables SZS C5.

10.5.7 Cisaillement longitudinal de la dalle

La transmission des efforts rasants entre les connecteurs et la dalle en béton a lieu par cisaillement longitudinal de la dalle. La surface à considérer pour assurer cette transmission est toute surface potentielle de rupture par cisaillement. La figure 10.40(a) présente deux plans de cisaillement A-A et B-B considérés comme surfaces potentielles de rupture.

Efforts

L'effort rasant v dû à la valeur de dimensionnement V_d de l'effort tranchant dans la section considérée vaut :

• calcul élastique (10.56)	$v_{d,el} = \frac{V_d S_c}{n_{el} I_b}$	(10.79)
----------------------------	---	---------

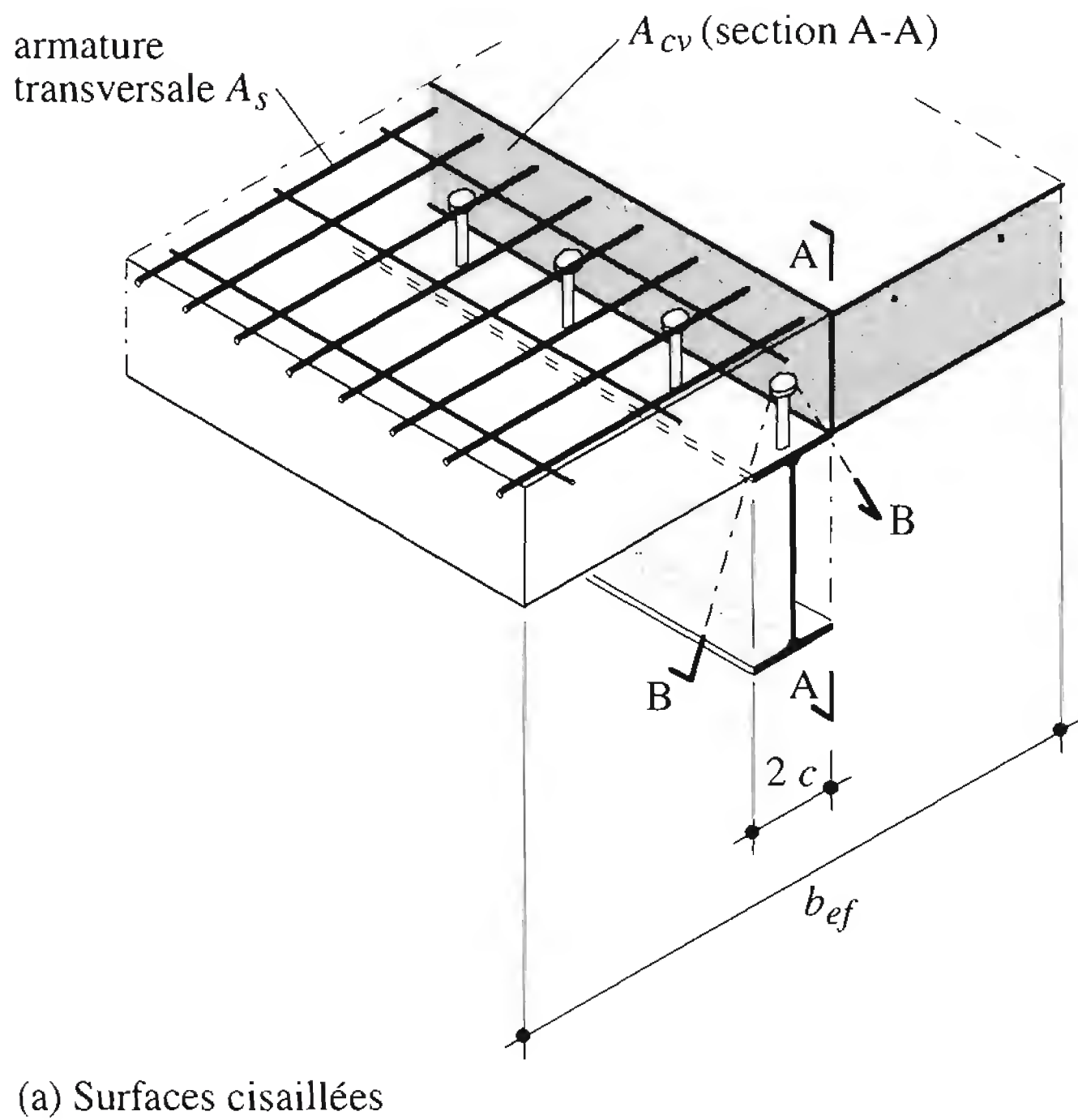
• calcul plastique	$v_{d,pl} = \frac{F_{vi}}{l_i}$	(10.80)
--------------------	---------------------------------	---------

F_{vi} : effort rasant sur le tronçon i considéré (voir éq. (10.64) à (10.67))
 l_i : longueur du tronçon i

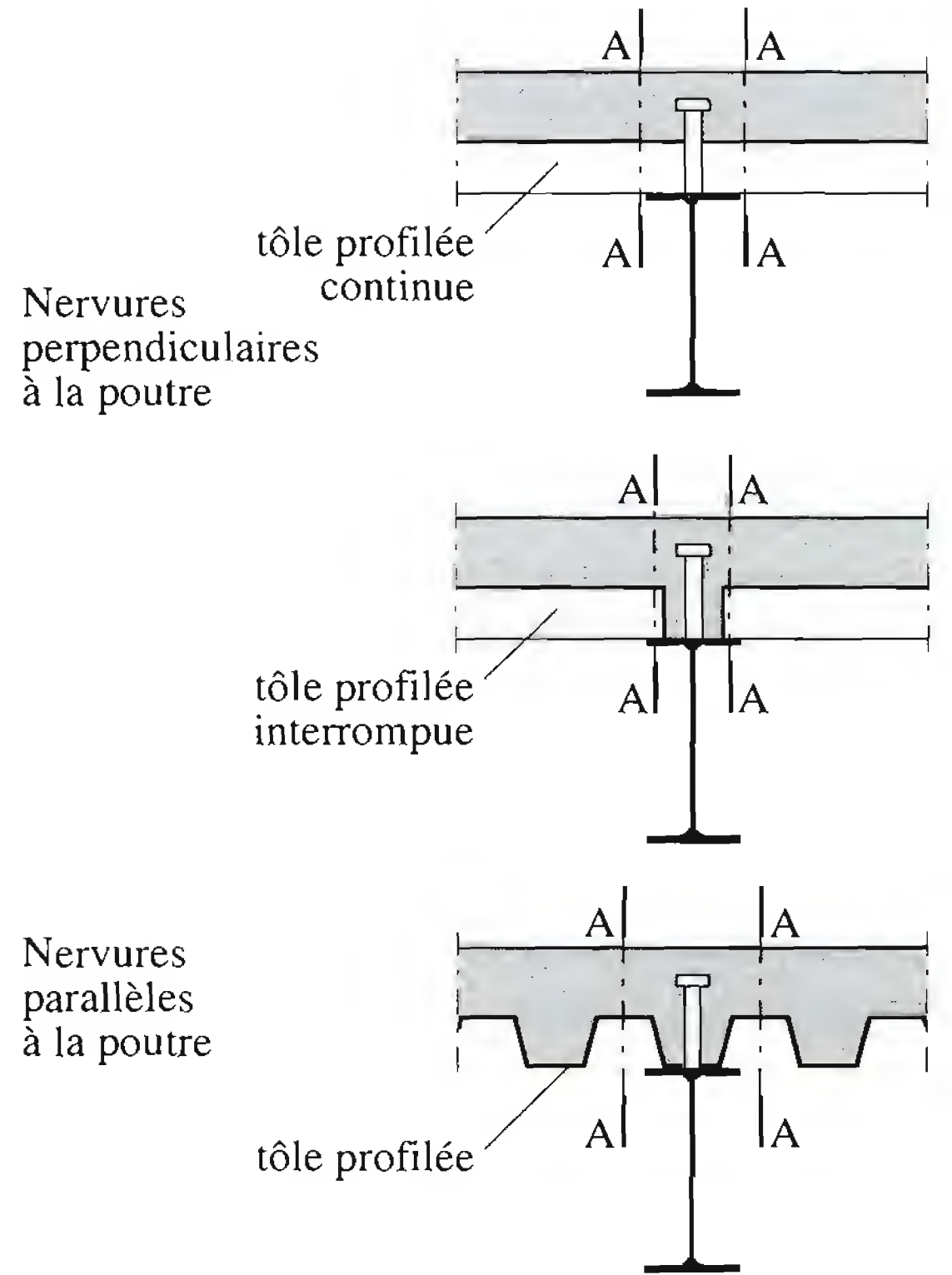
L'effort de cisaillement longitudinal agissant dans les deux plans de cisaillement considérés à la figure 10.40(a) est le suivant:

plan A-A:
$$v_{A-A} = \frac{b_{ef} - 2c}{2b_{ef}} v \quad (10.81)$$

plan B-B:
$$v_{B-B} = v \quad (10.82)$$



(a) Surfaces cisailées



(b) Contribution de la tôle profilée

Fig. 10.40 Surfaces à considérer pour le cisaillement longitudinal.

Résistance

La résistance de la surface cisailée (plan de cisaillement) est fonction de l'aire de béton A_{cv} , de l'aire de l'armature transversale A_s et de l'aire de la tôle profilée éventuelle A_p (fig. 10.40(b)). Comme valeur de la résistance au cisaillement longitudinal par mètre le long de la poutre, on peut admettre la plus petite des deux valeurs suivantes, tirées de l'Eurocode 4:

$$v_R = 0.9 \eta \tau_c A_{cv} + f_{ys} A_s + f_{yp} A_p \quad (10.83)$$

$$v_R = 0.23 \eta f_c A_{cv} + \frac{f_{yp}}{\sqrt{3}} A_p \quad (10.84)$$

- η : coefficient qui dépend du type de béton: – béton d'agréats normaux: $\eta = 1$
– béton d'agréats légers: $\eta = 0.3 + 0.7 \frac{\rho}{24}$
 ρ : poids spécifique du béton [kN/m³]

- τ_c : valeur de calcul de la résistance au cisaillement du béton
- A_{cv} : aire de la surface de béton cisailée (section A-A ou B-B)
- f_{ys} : limite d'élasticité de l'acier d'armature
- A_s : aire de la section d'armature traversant la surface cisailée
- f_{yp} : limite d'élasticité de l'acier de la tôle profilée
- A_p : aire de la section transversale de la tôle par mètre de largeur de tôle
- f_c : valeur de calcul de la résistance à la compression du béton

Une tôle profilée dont les nervures sont perpendiculaires à la poutre, interrompue sur appui, ainsi qu'une tôle dont les nervures sont parallèles à la poutre ne contribue pas à la résistance au cisaillement longitudinal. Il n'est pas nécessaire de vérifier le plan B-B en cas de tôle profilée continue sur l'appui intermédiaire et nervures de la tôle transversales à la poutre (Eurocode 4).

10.5.8 Vérification de la sécurité structurale

Méthodes de calcul

Comme pour les poutres métalliques (§ 10.3.5), la vérification de la sécurité structurale, exprimée par (10.13), s'effectue à l'aide de différentes méthodes de calcul (EER, EE, EP, PP). Chacune de ces méthodes correspond à un mode de rupture, qui dépend de la classe des sections transversales et du système statique de la poutre. C'est pourquoi certaines conditions d'élancement, de déversement et de rapport de portées de la poutre doivent être respectées lors de l'application de ces méthodes.

Les différentes méthodes de calcul pour la vérification de la sécurité structurale en fonction du type de détermination des efforts intérieurs et de la résistance en section sont données au tableau 10.41. La méthode élastique-élastique réduit (EER) n'a pas été considérée étant donné que les sections très élancées correspondant à la classe 4 de l'Eurocode 4 sont rarement utilisées dans le bâtiment; elles seront abordées dans le traité relatif aux ponts (TGC vol. 12).

Tableau 10.41 Méthodes de calcul pour la vérification de la sécurité structurale des poutres mixtes.

Calcul des efforts intérieurs	Calcul de la résistance des sections	Méthode de calcul (SIA 161)	Classe de section (Eurocode 4)
élastique	élastique	EE	3
élastique	plastique	EP	2
plastique	plastique	PP	1

La *méthode élastique-élastique*, basée sur la limitation des contraintes, donne en général une valeur de la résistance ultime à la flexion inférieure à la valeur réelle. Par contre, elle contient implicitement la garantie d'un bon comportement à l'état de service. Le calcul des contraintes se fait en considérant les coefficients d'équivalence n correspondant aux différents modules d'élasticité du béton définis pour chaque type d'action (TGC vol. 10, sect. 4.7, ainsi que § 10.5.8 du présent volume). La *méthode élastique-plastique* correspond au cas où la capacité de rotation est limitée, mais permet cependant le

développement du moment plastique. Enfin la *méthode plastique-plastique*, qui autorise la redistribution des efforts intérieurs, est celle qui correspond le mieux au comportement des poutres mixtes. Elle est applicable si les conditions suivantes sont remplies :

- la différence de longueur des travées adjacentes n’est pas supérieure à 50% de la travée la plus courte,
- la longueur de la travée de rive ne dépasse pas 115% de celle de la travée adjacente,
- les charges doivent être essentiellement uniformes ou assimilables à de telles charges.

Voilement

Selon la méthode appliquée (EE, EP ou PP), les éléments métalliques des différentes sections critiques de la poutre mixte doivent satisfaire à des conditions d’élancement. Pour les sections métalliques bisymétriques, la norme SIA 161, par exemple, donne les conditions figurant dans le tableau 10.42.

Tableau 10.42 Conditions d’élancement à respecter (éléments métalliques comprimés des sections mixtes).

	Méthode de calcul		
	EE	EP	PP
Aile comprimée	$\frac{c}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{c}{t} \leq 0.35 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{c}{t} \leq 0.27 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Ame fléchie	$\frac{b}{d} \leq 0.85 \sqrt{k} \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{b_c}{d} \leq 1.25 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{b_c}{d} \leq 1.10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

- c* : demi-largeur de l’aile comprimée
- t* : épaisseur de l’aile comprimée
- b* : hauteur de l’âme pour le calcul (*b* = *h_a* – *t*)
- h_a* : hauteur de la section métallique
- b_c* : hauteur de la partie comprimée de l’âme
- d* : épaisseur de l’âme
- k* : coefficient de voilement (voir norme SIA 161, tab. 6)

Déversement

Les méthodes de vérification des poutres mixtes continues de bâtiment, aussi bien élastique que plastique, sont applicables pour autant que le déversement soit empêché. Comme de manière générale, au stade définitif, l’aile supérieure est liée à une dalle en béton ou à une dalle mixte de façon continue et rigide, la vérification au déversement en zone de moments positifs (aile supérieure comprimée) n’est pas nécessaire. Dans la zone de moments négatifs, lorsque l’aile inférieure de la poutre est soumise à la compression, cette vérification de la stabilité au déversement doit être effectuée comme pour une poutre métallique (§ 10.3.5), par exemple en s’assurant que les critères de la norme SIA 161, tableau 3, sont respectés. Cependant, on peut admettre pour les profilés métalliques laminés dont la hauteur est inférieure à 800 mm (acier S235) ou 600 mm (acier S355) que si la dalle en béton a une épaisseur d’au moins 100 mm et si elle est liée avec des goujons soudés, l’encastrement du profilé dans la dalle est

suffisamment rigide pour constituer aussi un appui latéral de l’aile inférieure. La vérification au déversement n’est alors pas nécessaire.

L’Eurocode 4 donne une méthode de vérification à appliquer lorsque le déversement n’est pas empêché.

Vérifications

Nous rappelons dans le tableau 10.43 les charges et actions à considérer pour la vérification de la sécurité structurale (§ 10.3.1 et 10.5.3). Elles dépendent du stade dans lequel se trouve la poutre (stade de construction ou stade définitif) et du mode de calcul de la résistance en section (élastique ou plastique).

Tableau 10.43 Charges et actions à considérer pour la vérification de la sécurité structurale.

Charges et actions	Stade de construction (profilé métallique seul)		Stade définitif (poutre mixte)	
	Calcul de la résistance des sections		Calcul de la résistance des sections	
	élastique	plastique	élastique (coeff. n)	plastique
Poids propre du profilé	g_a	g_a		
Poids du coffrage (ou tôle profilée)	q_{coff} ou g_p	q_{coff} ou g_p		
Poids du béton frais	g_c	g_c		
Charge de construction	q_m	q_m		
Charge d’entreposage	q_{entr}	q_{entr}		
Effet du vent lors du montage	$q_{w,m}$	$q_{w,m}$		
Poids propre de la poutre mixte			$g_a + g_p + g_c$	$g_a + g_p + g_c$
Réaction des étais			$R(n_\varphi)$	—
Poids des finitions			$q_{fin}(n_\varphi)$	q_{fin}
Effet du retrait			$\varepsilon_{cs}(n_s)$	—
Charge utile (courte, longue durée)			$q_r(n_0, n_\varphi)$	q_r
Effet de la température			$\Delta T(n_0)$	—
Effet du vent			$q_w(n_0)$	q_w
Effet de la neige			$q_s(n_0)$	q_s

La vérification de la sécurité structurale doit être effectuée pour chaque situation de risque et dans chaque section critique. Elle s’énonce différemment selon la méthode utilisée:

Méthode élastique-élastique

$$\sigma_{a,d} \leq \frac{f_{ya}}{\gamma_{Ra}} \text{ et } \sigma_{c,d} \leq \frac{f_c}{\gamma_{Rc}} \tag{10.85}$$

- $\sigma_{a,d}$: valeur de dimensionnement de la contrainte maximale dans l'acier
 $\sigma_{c,d}$: valeur de dimensionnement de la contrainte maximale de compression dans le béton
 f_{ya} : limite d'élasticité de l'acier du profilé métallique
 f_c : valeur de calcul de la résistance à la compression du béton
 γ_{Ra} : facteur de résistance relatif aux structures métalliques ($\gamma_{Ra} = 1.1$)
 γ_{Rc} : facteur de résistance relatif aux structures en béton ($\gamma_{Rc} = 1.2$)

Méthode élastique-plastique
$$M_d \leq \frac{M_{plb}}{\gamma_{Rb}} \quad (10.86)$$

- M_d : valeur de dimensionnement du moment de flexion
 M_{plb} : moment plastique de la section mixte (éq. 10.46) et (10.47)
 γ_{Rb} : facteur de résistance relatif aux structures mixtes ($\gamma_{Rb} = \gamma_{Ra} = 1.1$)

Méthode plastique-plastique
$$q_d \leq \frac{q_u}{\gamma_{Ra}} \quad (10.87)$$

- q_d : valeur de dimensionnement de la charge sur la poutre mixte
 q_u : charge ultime de la poutre mixte déterminée selon un calcul plastique (mécanisme de ruine, par ex. éq. (10.53) pour une poutre sur trois appuis chargée uniformément, fig. 10.28)

Nombre de connecteurs

Le nombre de connecteurs à disposer sur une poutre est déterminé en comparant l'effort rasant à reprendre avec la résistance d'un goujon. En calcul élastique (méthode EE), le nombre de connecteurs par unité de longueur varie proportionnellement au diagramme des efforts rasants v_{el} tirés des efforts tranchants V . Le nombre N_{el} (par unité de longueur) est donné par :

$$N_{el} = \frac{v_{d,el}}{V_{RD,el}/\gamma_{Rb}} \quad (10.88)$$

- $v_{d,el}$: valeur de dimensionnement de l'effort rasant élastique (10.79)
 $V_{RD,el}$: résistance ultime élastique d'un connecteur (tab. 10.37 et 10.38)
 γ_{Rb} : facteur de résistance relatif aux structures mixtes ($\gamma_{Rb} = 1.1$)

En calcul plastique (méthodes EP et PP), le nombre de connecteurs est déterminé par tronçon entre sections critiques (fig. 10.32). Le nombre total par tronçon i est donné par :

$$N_i = \frac{F_{vi}}{V_{RD,pl}} \quad (10.89)$$

- F_{vi} : effort rasant plastique sur le tronçon i (éq. (10.64) à (10.67))
 $V_{RD,pl}$: résistance ultime plastique d'un connecteur (tab. 10.37 et 10.38)

Le facteur de résistance γ_R s'annule dans la partie de droite de l'équation (10.89), car aussi bien F_{vi} que $V_{RD,pl}$ expriment des résistances. En effet, l'effort rasant à transmettre est calculé sur la base de la résultante de la résistance ultime de la dalle en béton à lier à la section métallique (§ 10.5.5).

Répartition des connecteurs

Les dimensions des goujons et leur disposition sur la poutrelle, ainsi que les dimensions de la tôle profilée éventuelle, doivent remplir certaines conditions pour être pleinement efficaces. Aux conditions données par les inégalités (10.77) et (10.78), on peut ajouter celles concernant la distance entre les goujons dans le sens longitudinal de la poutre :

distance maximale entre deux goujons : $4 h_c$ ou 600 mm

distance minimale entre deux goujons : $5 d_D$

}

(10.90)

La figure 10.44(a) donne un exemple de répartition *élastique* (variation proportionnelle à $v_{d,el}$) des connecteurs et la figure 10.44(b) un exemple de répartition *plastique* (uniforme par tronçon) des connecteurs. Ces exemples sont tirés de la publication SZS A3 «Poutres mixtes dans le bâtiment».

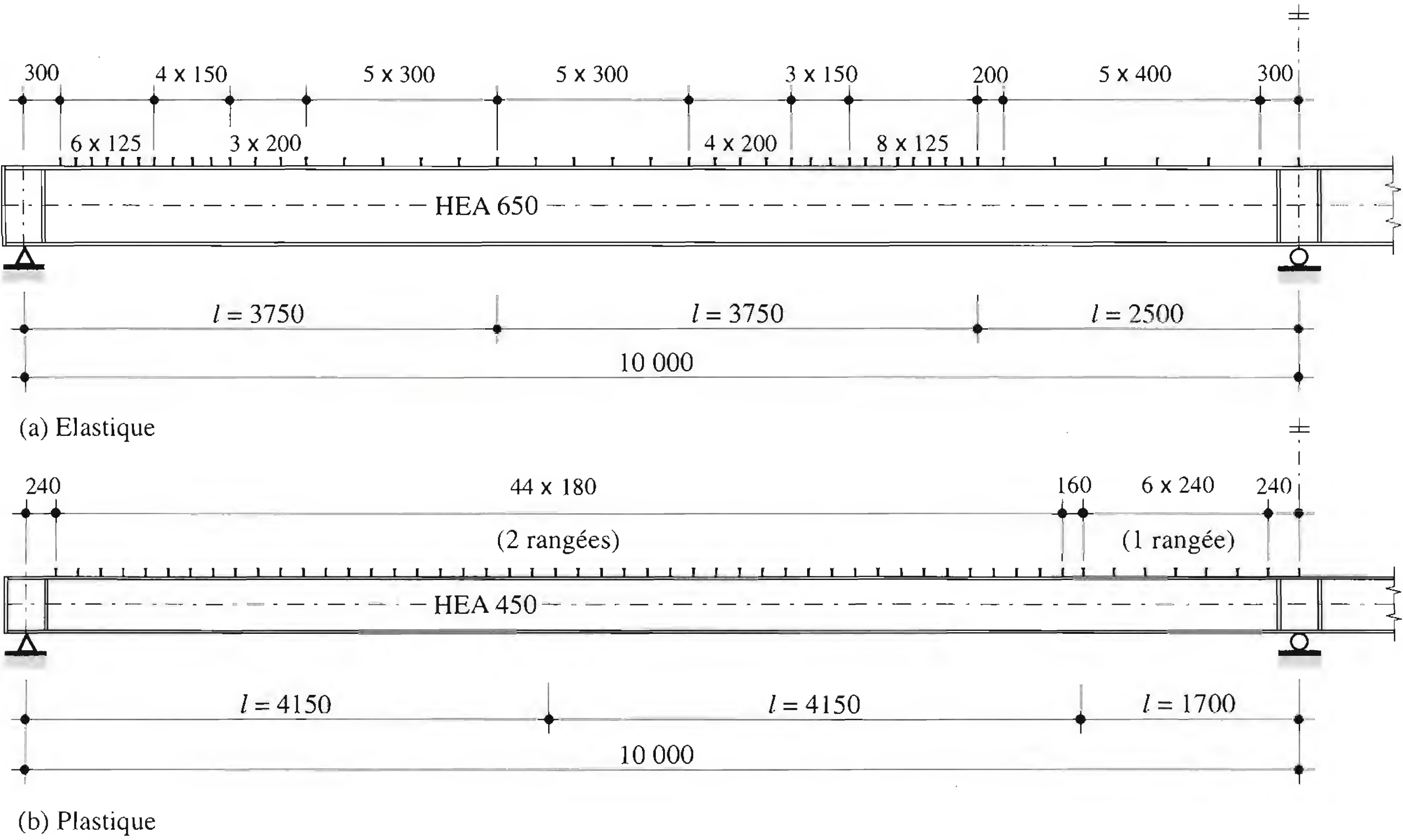


Fig. 10.44 Exemples de répartition des connecteurs (dimensions en mm).

10.5.9 Vérification de l'aptitude au service

Nous avons vu au paragraphe 10.3.6 la vérification de l'aptitude au service des poutres en profilé laminé, consistant essentiellement à vérifier les flèches. Pour les poutres mixtes, les vérifications à faire sont identiques, à la différence près que le béton, qui participe à la rigidité et à la résistance, joue un rôle important dans le calcul des flèches et du comportement vibratoire (sect. 10.6).

Valeurs limites des flèches

Les valeurs limites des flèches, telles que données par exemple dans la norme SIA 161 pour les constructions métalliques, ne concernent que les flèches élastiques résultant des charges à l'état de service. Dans les constructions mixtes acier-béton, les flèches dues à la durée d'application des charges permanentes sont amplifiées par les effets différés dans le béton (évolution des déformations dans le temps). Il est donc nécessaire de fixer des valeurs limites des flèches aux deux stades, en fonction de l'élément supporté ainsi que de l'usage et de la destination de l'ouvrage construit. Au stade de construction, surtout pour les poutres non étayées lors du bétonnage, la valeur limite doit permettre d'éviter des flèches permanentes trop grandes et des surplus de béton non désirés. Au stade définitif, la valeur limite de la flèche des dalles plates de toiture doit être particulièrement considérée, étant donné le risque d'accumulation des eaux pluviales (*effet de mare*).

Au *stade de construction* (section métallique seule), la flèche limite à considérer est celle qui dépend des exigences d'aspect et d'aptitude au fonctionnement. La valeur relative aux constructions métalliques donnée au paragraphe 10.3.6 s'applique donc au cas de la poutre avant durcissement du béton :

$$w_1 + w_2 + w_4 \leq w_{lim} = \frac{l}{250} \quad (10.91)$$

- w_1 : contreflèche éventuelle (valeur négative)
- w_2 : flèche due aux poids propres de la poutre et du béton
- w_4 : flèche due à la charge variable éventuelle (poids du coffrage)

Au *stade définitif* (section mixte), il faut considérer les valeurs limites des flèches verticales relatives aux deux exigences de *rigidité* et *confort* d'une part et d'*aspect* et d'*aptitude au fonctionnement* d'autre part. Le niveau de référence des flèches est donné par la face supérieure de la dalle. Les valeurs limites à prendre en considération sont les suivantes :

$$\text{rigidité suffisante, confort:} \quad w_4 \leq w_{lim} = \frac{l}{350} \quad (10.92)$$

- w_4 : flèche due à la charge utile de courte durée $q_{ser,court}$

$$\text{aptitude au fonctionnement:} \quad w_2 + w_3 \leq w_{lim} = \frac{l}{300} \quad (10.93)$$

- w_2 : flèche due aux charges permanentes (réactions d'étais, finitions), y compris les déformations dues aux effets différés du béton (retrait et fluage)
- w_3 : flèche due à la charge utile de longue durée $q_{ser,long}$, y compris les déformations dues aux effets différés du béton (retrait et fluage)

En cas d'exigence relative à l'aspect du bâtiment, c'est la face inférieure de la poutre qui fait référence. Il faut éviter que la somme des flèches au stade de construction et au stade définitif ne dépasse la valeur suivante :

$$\text{aspect:} \quad (w_1 + w_2 + w_4)_{\text{acier}} + (w_2 + w_3)_{\text{mixte}} \leq w_{\text{lim}} = \frac{l}{300} \quad (10.94)$$

Calcul des flèches

Le calcul des flèches s'effectue de façon analogue à celui donné au paragraphe 10.3.6, mais en tenant compte du mode et des étapes de construction (bétonnage avec ou sans étayage), de l'âge du béton correspondant à ces étapes, de la durée d'application des charges et du retrait. Le calcul d'une flèche ne peut être abordé sans avoir une bonne connaissance du système statique réel de la poutre, de ses liaisons avec les travées adjacentes et avec les poutres qui lui sont parallèles. Il faut en particulier tenir compte de la fissuration du béton sur appui en cas de poutre mixte continue. Pour évaluer la grandeur d'une contre-flèche à donner à la poutre métallique, les mêmes considérations doivent être faites.

La vérification des flèches doit donc être effectuée pour les situations suivantes (fig. 10.45) :

- poutre métallique – au stade de construction (bétonnage de la dalle),
- poutre mixte – lors de l'enlèvement des étais éventuels,
- sous l'effet des charges permanentes,
- sous l'effet des charges variables de courte et de longue durée,
- sous l'effet du retrait et de la température.

Flèches au stade de construction

La charge présente au moment du montage de la poutre et du bétonnage de la dalle agit sur le profilé métallique exclusivement. Il faut donc introduire dans les formules la valeur du moment d'inertie de la section du profilé métallique seul ($I = I_a$). Les charges à prendre en considération sont d'une part le poids propre de la poutre métallique et le poids du béton frais, d'autre part le poids du coffrage si ce dernier est supporté par les poutres métalliques. En cas d'étayage, la flèche de la poutre métallique au stade de construction est très petite et peut, dans la plupart des cas, être négligée. Par contre, il faudra tenir compte par le calcul de la flèche de la poutre mixte lors de l'enlèvement des étais (stade définitif).

Flèches au stade définitif

La flèche due aux charges permanentes va évoluer au cours du temps car les contraintes permanentes dues à ces charges provoquent le fluage du béton. Le fluage dépend essentiellement de l'âge du béton t_0 à sa mise en charge et du temps t écoulé depuis cette mise en charge. Il est caractérisé par un coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ qui multiplie la déformation spécifique élastique du béton :

$$\varepsilon_c(t) = \varphi(t, t_0) \varepsilon_{c,el} \quad (10.95)$$

La déformation finale du béton par fluage $\varepsilon_c(\infty)$ est donnée par :

$$\varepsilon_c(\infty) = \varphi_\infty \varepsilon_{c,el} \quad (10.96)$$

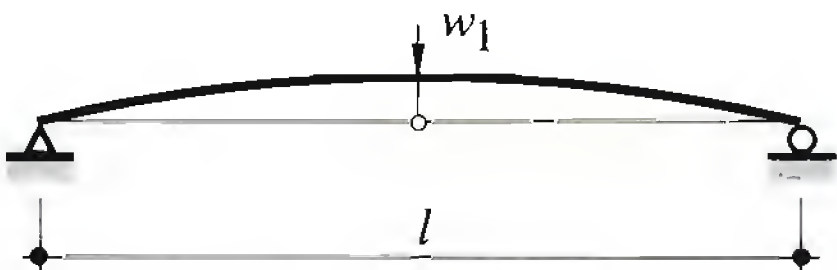

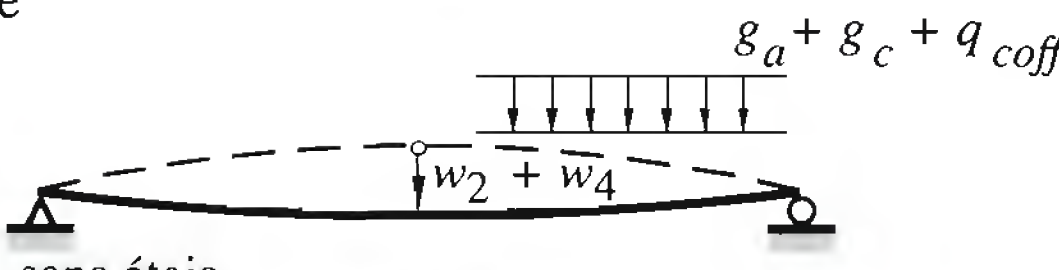

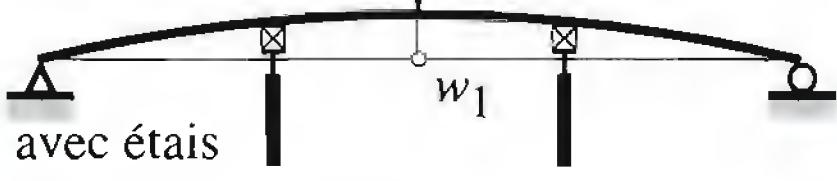
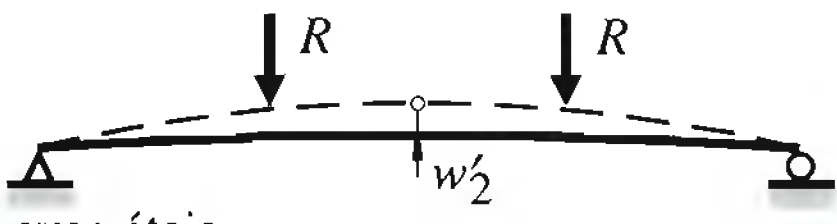
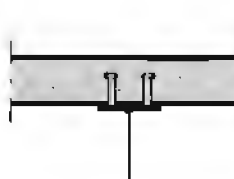
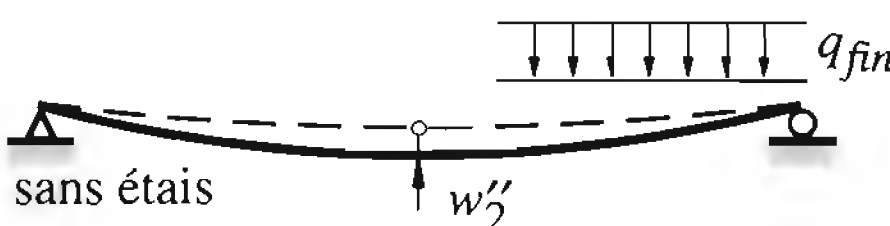
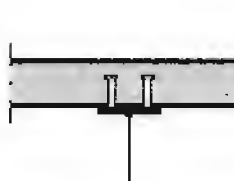
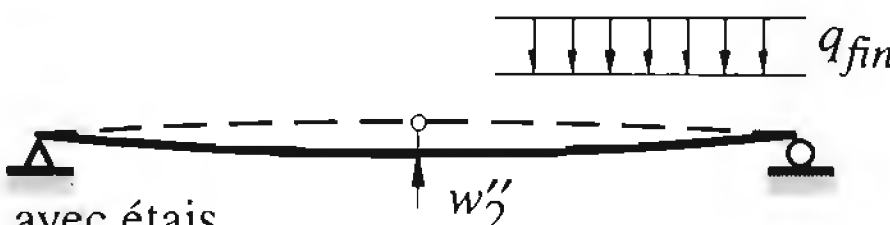
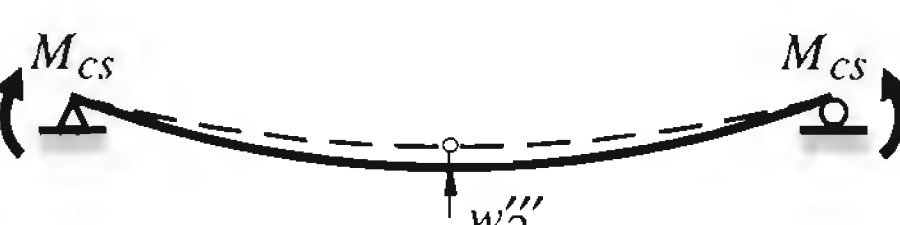
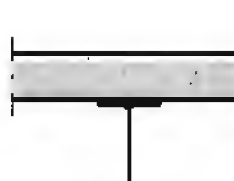
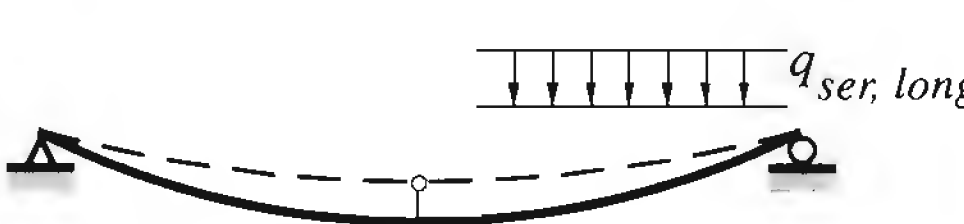
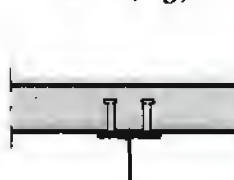
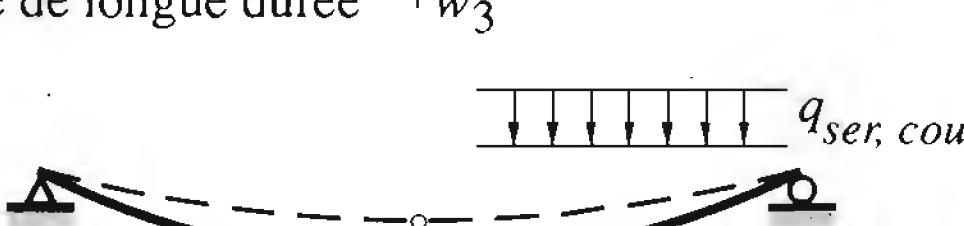
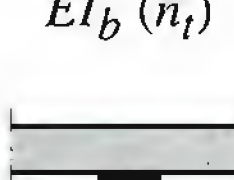
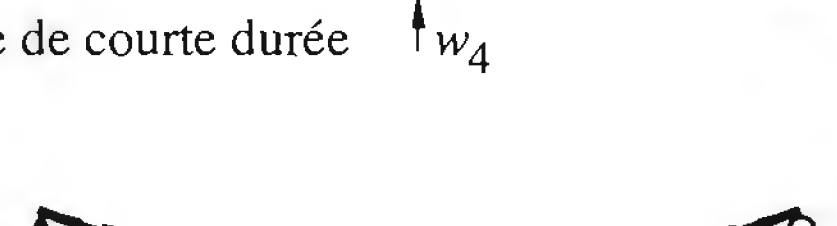
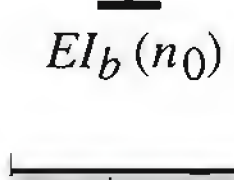
	Système statique	Section résistante	Exigences
	Charges et actions		Vérifications
Stade de construction	 <p>Contreflèche</p>	 El_a	Aspect
	 <p>sans étais</p>	 El_a	$w_1 \geq \sqrt{0.025} l \geq 10 \text{ mm}$
	 <p>avec étais</p> <p>Poutrelle + béton frais + coffrage</p>		$w_1 + w_2 + w_4 \leq \frac{l}{250}$
Stade définitif	 <p>avec étais</p> <p>Réactions des étais</p>	 $El_b(n_\varphi)$	$w'_2 = w_R$
	 <p>sans étais</p>	 $El_b(n_\varphi)$	$w''_2 = w_{q \text{ fin}}$
	 <p>avec étais</p> <p>Charges permanentes</p>		$w_2 + w_3 \leq \frac{l}{300}$
	 <p>Retrait</p>	 $El(n_s)$	$w''_2 = w_s$
	 <p>Charge utile de longue durée</p>	 $El_b(n_t)$	$w_3 = w_{q \text{ ser, long}}$
	 <p>Charge utile de courte durée</p>	 $El_b(n_0)$	Rigidité, confort
	 <p>Température ΔT</p>	 $El_b(n_0)$	$w_4 \leq \frac{l}{350}$
			$w_4 = w_T$

Fig. 10.45 Situations, systèmes et sections à considérer pour le calcul des flèches, vérifications à effectuer.

- $\varepsilon_c(t)$: déformation spécifique due au fluage du béton au temps t
 $\varphi(t, t_0)$: coefficient de fluage (voir par exemple la norme SIA 162, chiffre 5 18 3)
 $\varepsilon_{c,el}$: déformation spécifique élastique du béton au temps $t = 0$
 φ_∞ : coefficient de fluage final (par exemple $\varphi_\infty = 2.0$)

La figure 10.46 donne une représentation graphique de la relation $\sigma - \varepsilon$ du béton sous l'effet du fluage.

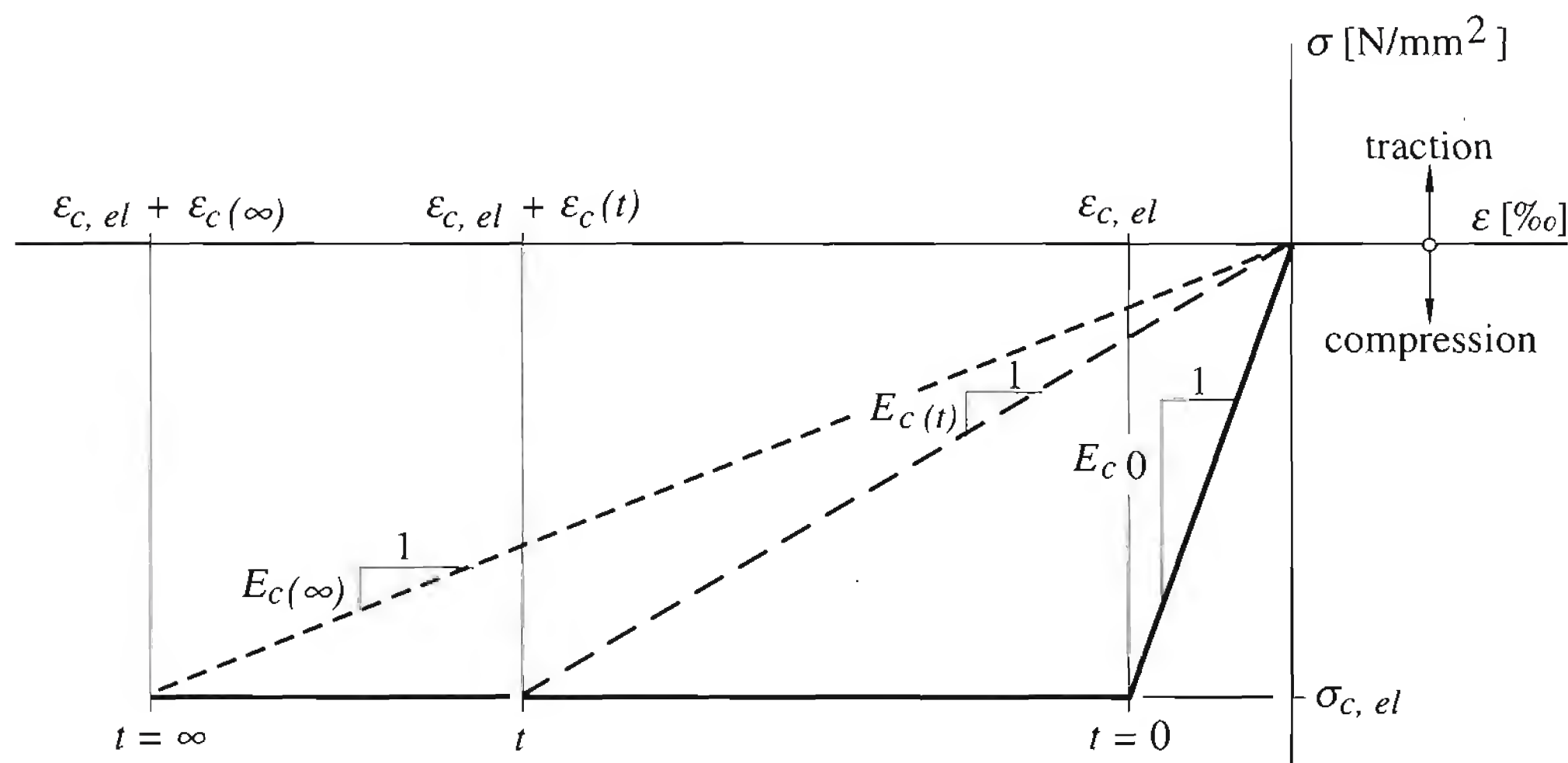


Fig. 10.46 Relation σ - ε sous l'effet du fluage.

Dans les sections mixtes, le fluage provoque une redistribution des contraintes. En effet, sous charge constante, le béton continue à se déformer dans le temps et se décharge d'une partie de ses contraintes sur la poutrelle métallique. Ce phénomène est illustré à la figure 10.47, où sont représentées les répartitions des déformations spécifiques ε et des contraintes σ sur une section mixte aux temps $t = 0$ et $t = \infty$. L'augmentation des déformations du béton ($\varepsilon_0 \rightarrow \varepsilon_\infty$) provoque une diminution des contraintes σ_c dans le béton et une augmentation des contraintes σ_a dans le profilé métallique. Donc tout se passe comme si le fluage diminuait la rigidité de la dalle en béton. On peut alors, en introduisant le coefficient de fluage (10.95), exprimer l'évolution de cette rigidité à l'aide d'un module d'élasticité fictif du béton :

$$E_c(t) = \frac{\sigma_{c,el}}{\varepsilon_{c,el} + \varepsilon_c(t)} = \frac{E_{c0} \varepsilon_{c,el}}{\varepsilon_{c,el} + \varepsilon_c(t)} = \frac{E_{c0}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (10.97)$$

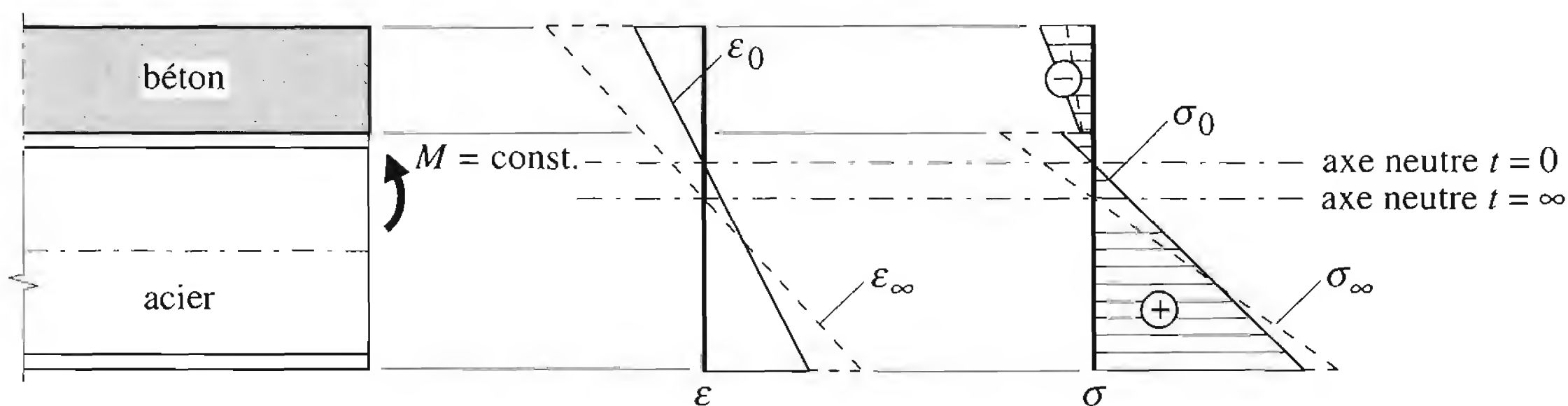


Fig. 10.47 Redistribution des contraintes dans une section mixte due au fluage.

Le coefficient d'équivalence $n = E_a / E_c$, qui permet en calcul élastique des sections mixtes de remplacer la section de béton par une section équivalente d'acier, permet donc aussi de tenir compte du fluage du béton :

$$n_t = \frac{E_a}{E_c(t)} = (1 + \varphi(t, t_0)) = \frac{E_a}{E_{c0}} (1 + \varphi(t, t_0)) n_0 \quad (10.98)$$

E_a : module d'élasticité de l'acier

E_{c0} : module d'élasticité du béton pour action de courte durée

n_0 : coefficient d'équivalence au temps $t = 0$ ($n_0 = E_a / E_{c0}$)

Dans le calcul de la flèche due aux charges permanentes ($t = \infty$), on fera donc intervenir dans les formules (10.25) ou (10.26) la valeur du moment d'inertie I_b de la section mixte, calculée avec le coefficient d'équivalence n_φ tenant compte du fluage :

$$n_\varphi = n_0 (1 + \varphi_\infty) \quad (10.99)$$

La flèche due aux charges variables (fig. 10.45) dépend de leur durée d'application. Les charges variables de longue durée sont assimilables aux charges permanentes, à condition d'introduire le coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ correspondant à la durée d'application et non pas φ_∞ . On fera donc intervenir dans le calcul de I_b la valeur n_t donnée par l'équation (10.98) et la valeur $\varphi(t, t_0)$, par exemple tirée de la norme SIA 162.

Dans le cas de charges variables de courte durée, le fluage du béton n'a pas le temps d'intervenir et on peut calculer la flèche de la poutre mixte avec le module d'élasticité du béton E_{c0} . Le coefficient d'équivalence est alors égal à n_0 .

La flèche due au retrait du béton est calculée avec un moment de flexion M_{cs} constant introduit à chacune des extrémités libres de la poutre (fig. 10.48).

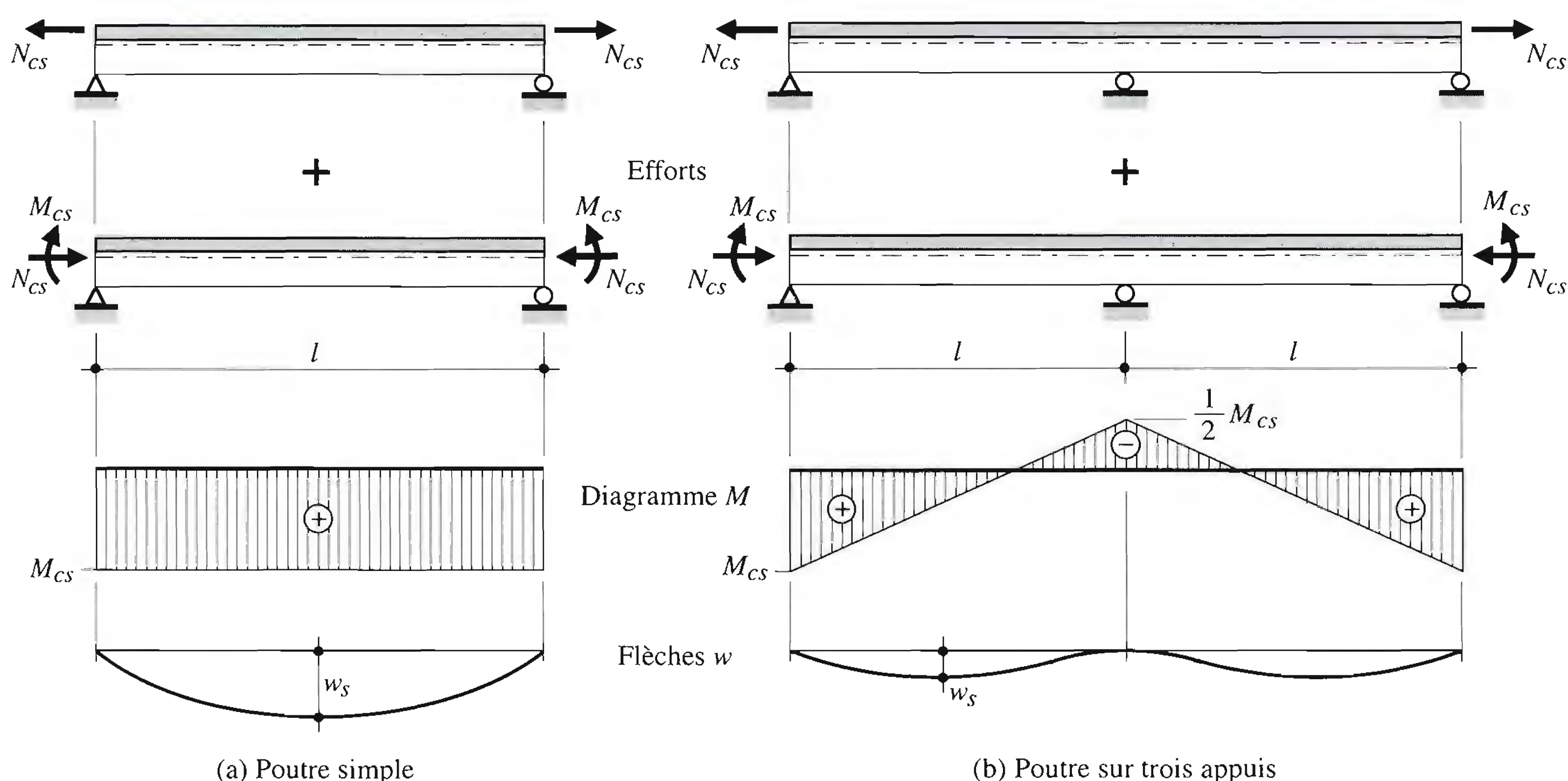


Fig. 10.48 Efforts intérieurs et flèches dues au retrait.

En introduisant le moment d'inertie de la section mixte non fissurée $I_{b,h}$ avec n_s (éq. 10.58), la flèche maximale due au retrait vaut:

pour une poutre simple:
$$w_s = \frac{M_{cs} l^2}{8 EI_b} \quad (10.100)$$

pour une poutre sur trois appuis:
$$w_s \cong \frac{M_{cs} l^2}{27 EI_b} \quad (10.101)$$

pour la travée de rive d'une poutre sur quatre appuis et plus:

$$w_s \cong \frac{M_{cs} l^2}{20 EI_b} \quad (10.102)$$

Fissuration du béton

La fissuration du béton tendu dans la zone des moments négatifs d'une poutre mixte continue a pour effet une redistribution des moments sur appui vers les travées et une augmentation des déformations. Ce phénomène est dû au fait que la rigidité de la poutre mixte, admise constante dans les calculs, diminue sur appui.

Pour vérifier l'état de service en tenant compte des zones fissurées, il est possible de lier le rapport des flèches maximales $w_{max,h} / w_{max,f}$ au rapport des moments d'inertie sur appui et en travée I^- / I^+ (fig. 10.49).

- $w_{max,h}$: flèche maximale en travée calculée avec une rigidité EI constante, section homogène
- $w_{max,f}$: flèche maximale en travée calculée avec une rigidité réduite sur appui, section fissurée
- I^+ : moment d'inertie de la section mixte en travée, section homogène
- I^- : moment d'inertie de la section mixte sur appui composée du profilé métallique et des aciers d'armature situés dans la dalle.

Cette définition de I^- n'est pas rigoureusement exacte; en réalité, dans la zone des moments négatifs (longueur l^-), l'inertie représentative se situe entre la valeur I^- et la valeur I^+ donnée ci-dessus. En effet, selon la quantité et la disposition des armatures, il n'est pas du tout exclu que l'inertie sur appui soit, malgré la fissuration, très proche de l'inertie en travée (longueur l^+).

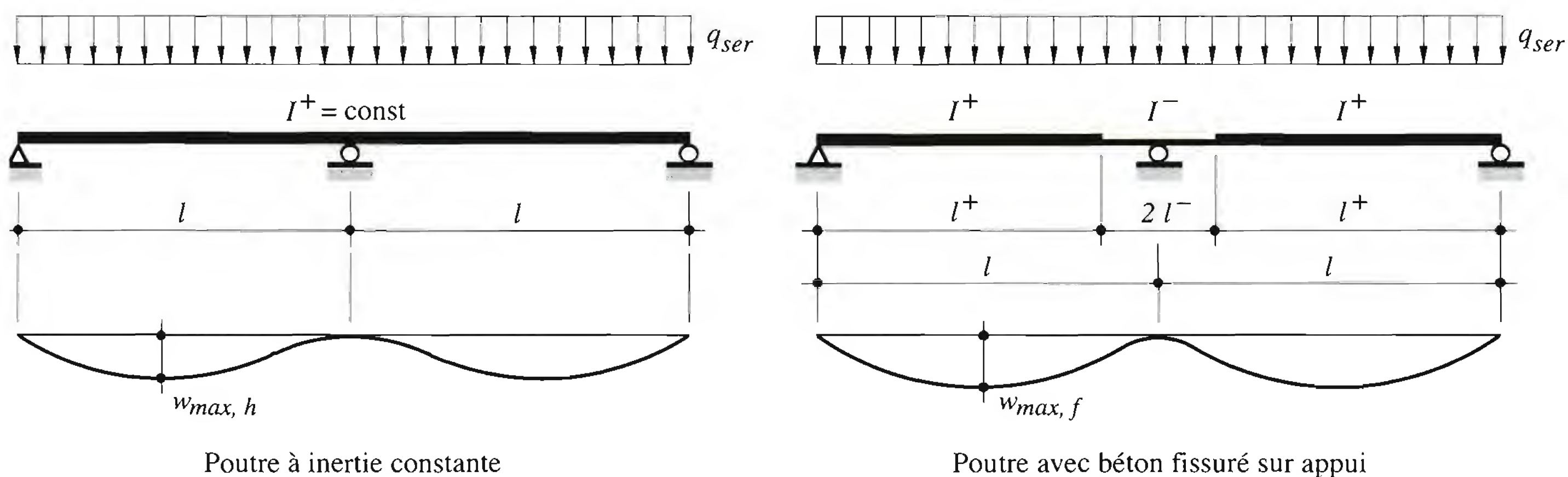


Fig. 10.49 Flèches des poutres mixtes continues.

Les abaques de la figure 10.50 donnent des valeurs numériques pour le calcul des flèches de poutres continues à deux et à trois travées.

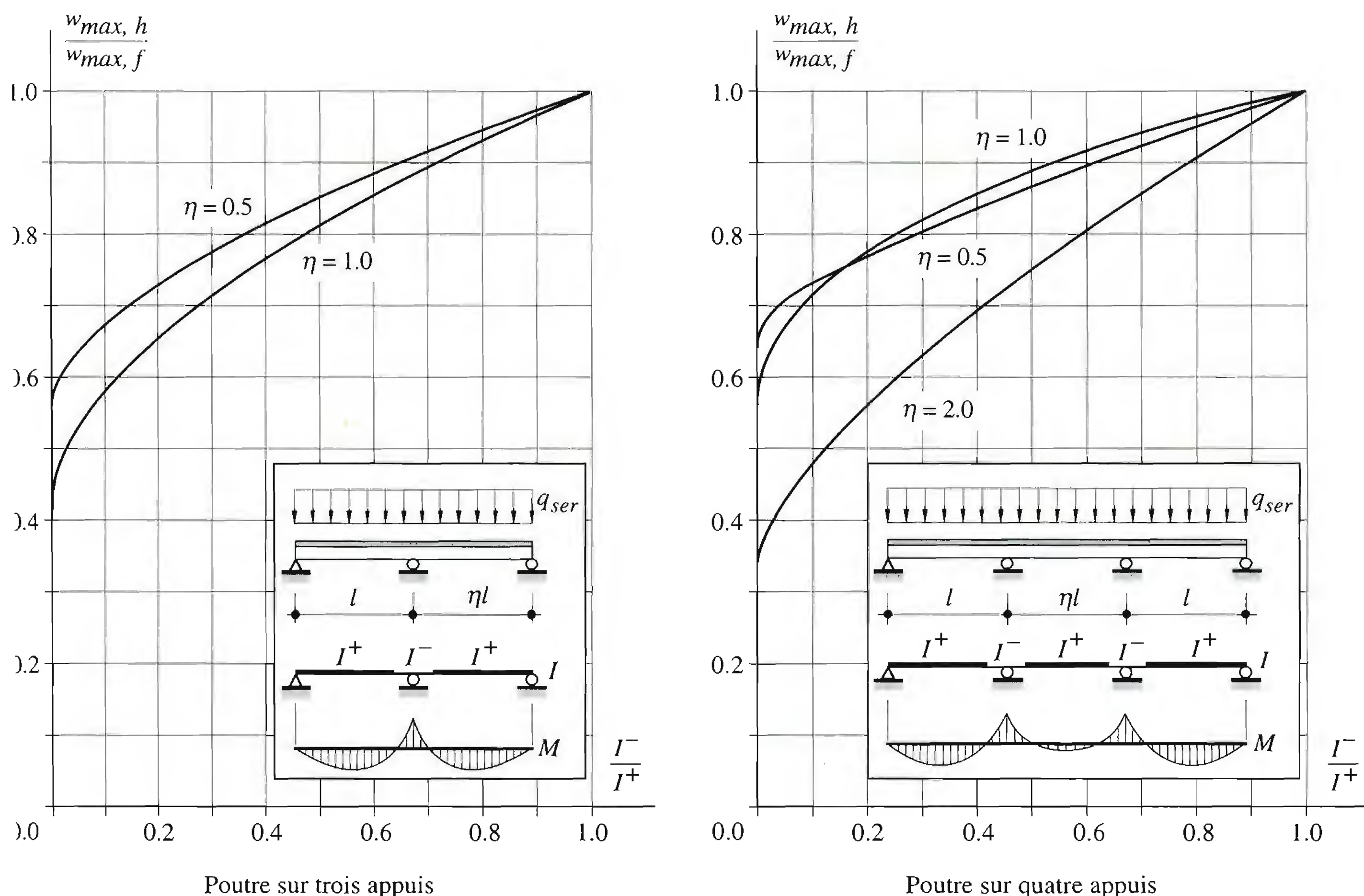


Fig. 10.50 Influence de la fissuration sur appui sur la flèche des poutres mixtes.

10.6 Vibrations des planchers

Les vibrations des planchers de bâtiment peuvent être provoquées par le fonctionnement de machines tournantes ou vibrantes (notamment lors de leur mise en marche), par des personnes qui bougent à cadence régulière (sport, danse, etc.) ou par des personnes qui se déplacent.

Dans les deux premiers cas, il s'agit d'un phénomène de **vibrations continues**; en premier lieu, il faut effectuer un calcul dynamique permettant d'appréhender le comportement vibratoire de la structure et estimer un éventuel risque de mise en résonance de la structure par les machines. Ensuite, il faut assurer le bon fonctionnement des machines, la résistance de la structure et le confort des personnes par les mesures suivantes, selon le type de structure:

- transmettre les actions dynamiques directement dans le sol par des poteaux,
- modifier la rigidité du plancher de manière à ce que les fréquences propres soient notablement différentes des fréquences imposées,
- isoler les machines ou le plancher par un dispositif anti-vibrations.

Dans le troisième cas, il s'agit d'un phénomène de *vibrations transitoires* ; il faut dans ce cas vérifier par le calcul le comportement vibratoire du plancher dimensionné pour des charges statiques. En particulier, les poutres mixtes de grande portée peuvent être mises en vibration transitoire en utilisation normale, sous la simple action de la circulation de personnes. Ces poutres de grande portée, qui ont l'avantage de rendre possible la création de grands espaces sans porteurs gênants, peuvent être réalisées grâce à l'évolution constante des méthodes de calcul et à l'utilisation d'aciers et de bétons plus résistants. Cette évolution a eu pour conséquence la diminution de la masse et de la rigidité des planchers, donc une augmentation de leur souplesse.

Nous présentons ci-dessous une méthode développée au Canada [10.3] [10.4] [10.5] qui consiste à définir un critère d'acceptation du plancher basé sur la perception humaine et tenant compte de l'accélération maximale, de la fréquence d'oscillation du plancher et de son amortissement.

10.6.1 Perception humaine

La perception humaine des vibrations de plancher est un phénomène complexe qui dépend de l'amplitude du mouvement, de l'environnement qui entoure la personne et de la propre perception de la personne. Un mouvement continu peut être plus gênant qu'un mouvement provoqué par un impact occasionnel créant un mouvement transitoire. Par exemple, le seuil de perception du mouvement d'un plancher de bureau peut être, selon la personne, plus ou moins élevé que celui d'un plancher d'appartement. Il est donc extrêmement difficile de quantifier la réponse humaine aux mouvements d'un plancher et toutes les tentatives entreprises pour définir des échelles de perception humaine n'ont jamais abouti à des recommandations cohérentes et précises. Toutefois, les échelles proposées par différents auteurs ou normes peuvent conduire à juger un même plancher comme acceptable dans un cas et inacceptable dans un autre. Il est possible d'en déduire un critère basé sur l'observation, critère dépendant surtout du facteur d'amortissement du plancher.

Les planchers peuvent être classés en différentes catégories selon les réactions humaines que provoquent les vibrations. Ces dernières peuvent :

- ne pas être perçues par les occupants,
- être perçues, mais pas gênantes,
- être gênantes et déranger,
- être telles qu'elles rendent les gens malades.

La norme canadienne de construction métallique [10.5] donne un critère qui quantifie le seuil de tolérance par rapport au désagrément provoqué par les *vibrations transitoires* de planchers de bâtiments résidentiels, scolaires et commerciaux. Ce critère est basé sur des essais qui comprenaient la mesure de l'amplitude initiale sous un coup de talon, de la fréquence et de l'amortissement de la vibration. De plus, on assignait à chaque plancher un jugement de satisfaction ou d'insatisfaction basé sur l'évaluation subjective des occupants ou des chercheurs. Les seuils de tolérance sont ainsi une combinaison de l'accélération et de l'amortissement du plancher en fonction de sa fréquence propre. Ces seuils sont les suivants (fig. 10.51) :

- 1.5 % de l'accélération g pour 3 % d'amortissement,
- 5.0 % de l'accélération g pour 6 % d'amortissement,
- 15 % de l'accélération g pour 12 % d'amortissement.

La figure 10.51 [10.5] donne également une limite supérieure des *vibrations continues* en fonction de l'accélération maximale à ne pas dépasser.

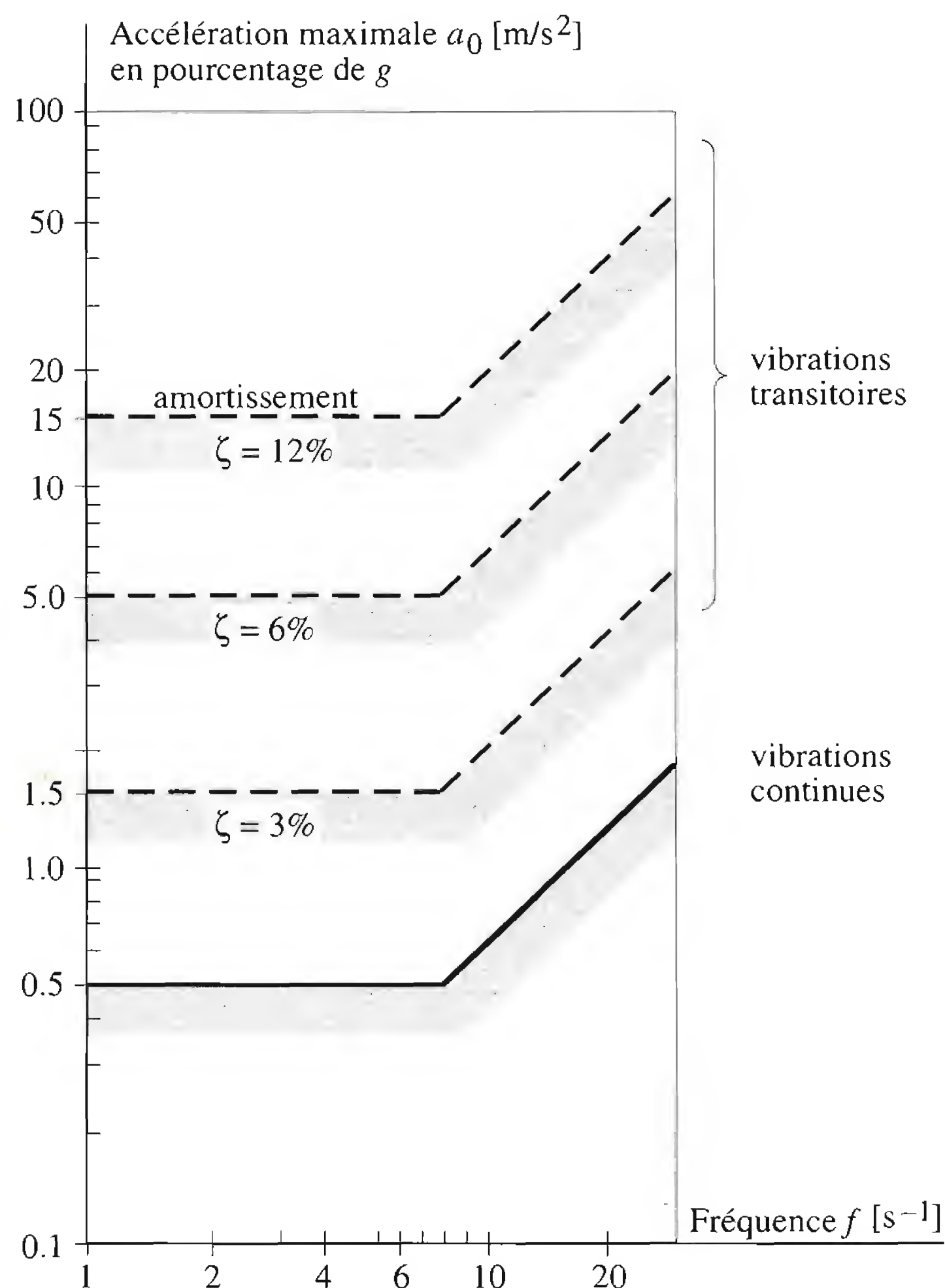


Fig. 10.51 Seuils de tolérance des vibrations de planchers de bâtiment, dus à la circulation des occupants.

10.6.2 Fréquence d'oscillation

La fréquence d'oscillation des planchers, que la dalle soit participante ou non, peut être calculée d'une façon approchée par celle d'une poutre sur deux appuis, à condition de calculer la valeur du moment d'inertie avec les hypothèses suivantes [10.6]:

- la poutre est mixte, quel que soit son mode de construction (avec ou sans connexion),
- la largeur participante de la dalle en béton est égale à l'écartement s des poutres métalliques,
- l'épaisseur de la dalle mixte est équivalente à celle d'une dalle pleine de poids identique.

La fréquence propre f_1 du premier mode de vibration d'une *poutre simple* est donnée par:

$$f_1 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_a I_b}{\bar{m} l^4}} \text{ [s}^{-1}\text{]} \quad (10.103)$$

E_a : module d'élasticité de l'acier ($E_a = 210 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$)

I_b : moment d'inertie de la section mixte [m^4]

- \bar{m} : masse linéique de la poutre en vibration [kg/m], comprenant le poids propre, la charge permanente et une part à estimer de la charge utile, par exemple $q_{ser,long}$
- l : portée de la poutre simple [m]

Si les poutres simples sont des solives supportées par des sommiers métalliques perpendiculaires (plancher à deux niveaux de poutres), la fréquence propre du système $f_{1,syst}$ sera plus petite, car la rigidité de l'ensemble du système est plus grande. Elle peut être déterminée de façon approchée par la formule suivante:

$$\frac{1}{f_{1,syst}^2} = \frac{1}{f_{1,sol}^2} + \frac{1}{f_{1,som}^2} \quad (10.104)$$

- $f_{1,sol}$: fréquence propre de la solive
- $f_{1,som}$: fréquence propre de la poutre perpendiculaire (sommier) supportant les solives

Les *poutres continues* peuvent être traitées comme des poutres simples car les travées adjacentes vibrent en sens opposé.

10.6.3 Accélération maximale

L'accélération maximale initiale a_0 résultant d'une impulsion I vaut:

$$a_0 = 0.9 \frac{2\pi f_1 I}{M} \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] \quad (10.105)$$

- f_1 : fréquence propre du premier mode [s^{-1}]
- I : impulsion [N s]
- M : masse vibrante [kg]
- 0.9 : facteur d'ajustement tenant compte de l'amortissement de la réponse

Si l'impulsion I est donnée par un coup de talon, elle est admise égale à 67 N s. La masse vibrante efficace M d'une poutre simple (vibration sinusoïdale) vaut 0.67 fois la masse effective g_{tot} (poids propre du plancher, charge permanente et une part à estimer de la charge utile). La valeur de l'accélération a_0 en pourcentage de l'accélération gravitationnelle g est alors donnée par:

$$a_0 = \frac{60 f_1}{g_{tot} b l} \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] \quad (10.106)$$

- f_1 : fréquence propre de la poutre [s^{-1}]
- g_{tot} : poids total du plancher, y compris les charges de longue durée [kN/m^2]
- b : largeur participante de la dalle (admise égale à l'entraxe s des poutres) [m]
- l : portée de la poutre simple [m]

En cas de plancher à deux niveaux de poutres (solives et sommiers), la surface de plancher $b l$ à introduire dans (10.106) vaut:

$$b l = \left(\frac{f_{1,syst}}{f_{1,sol}} \right)^2 b_{sol} l_{sol} + \left(\frac{f_{1,syst}}{f_{1,som}} \right)^2 b_{som} l_{som} \quad (10.107)$$

- b_{sol} : largeur de la dalle tributaire de la solive ($b_{sol} = s$)
- s : entraxe des solives
- l_{sol} : portée de la solive
- b_{som} : largeur de la dalle tributaire du sommier ($b_{som} = l_{sol}$)
- l_{som} : portée du sommier

10.6.4 Amortissement

Le pourcentage d'amortissement ζ disponible dans le plancher, bien qu'il soit le plus important paramètre de la vibration d'un plancher, est le plus difficile à déterminer. Il dépend du type de construction, de l'épaisseur et du poids de la dalle, et surtout de la présence d'éléments tels que protection contre le feu, cloisons, plafonds, conduites, canalisations, revêtements de plancher, mobilier, etc.

La norme canadienne [10.5] recommande par exemple les pourcentages d'amortissement suivants :

- plancher nu: $\zeta = 3\%$
- plancher fini (avec plafond, conduites, revêtement de sol, mobilier): $\zeta = 6\%$
- plancher fini avec cloisons: $\zeta = 12\%$.

10.6.5 Vérifications

En cas des *vibrations continues*, les valeurs des fréquences propres (y compris les harmoniques de mode supérieur éventuelles) doivent être comparées avec les fréquences d'excitation de la poutre ou du système examiné. Si ces fréquences sont très proches, il y a une forte probabilité de mise en résonance. La norme SIA 160 donne pour quelques types d'ouvrages les fréquences propres à éviter.

En cas des *vibrations transitoires*, l'abaque de la figure 10.51 peut être utilisé pour la vérification. La fréquence fondamentale f_1 de la poutre ou du système examiné est alors calculée avec les relations (10.103) et (10.104); l'accélération maximale (en pourcentage de g) des vibrations a_0 est calculée avec l'équation (10.106). En portant ces valeurs dans l'abaque, on trouve un point situé entre les différents seuils de tolérance. Par interpolation, on trouve le pourcentage d'amortissement ζ requis pour que le seuil de tolérance d'une telle accélération ne soit pas dépassé. Si le pourcentage d'amortissement ζ est connu ou peut être estimé, il est possible de déterminer, à l'aide de l'abaque, l'accélération maximale a_0 (en pourcentage de g) que le plancher peut supporter sans dépassement de seuil de tolérance.

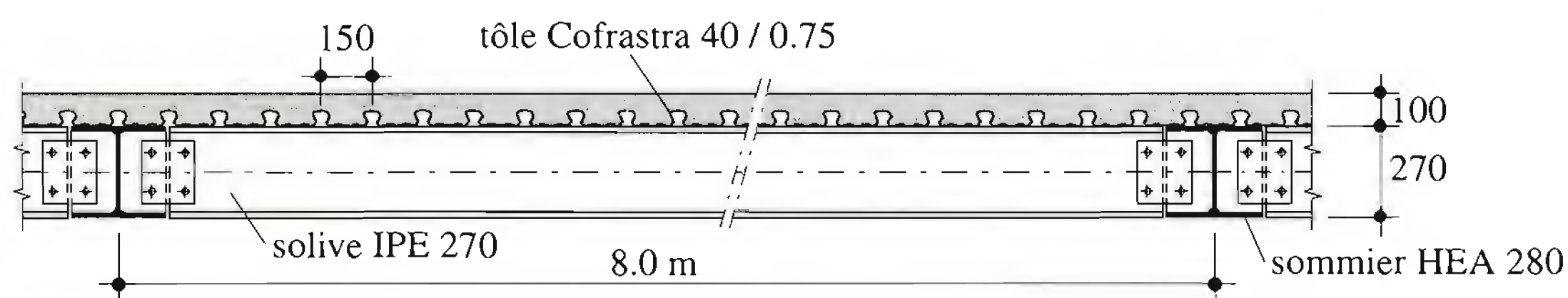
10.7 Exemples numériques

Les trois premiers exemples numériques donnés dans cette section concernent le dimensionnement d'un plancher du bâtiment présenté au paragraphe 6.9.3 pour lequel les charges et actions ont été déterminées au paragraphe 6.9.4. Le quatrième exemple concerne la vérification de la vibration de ce plancher.

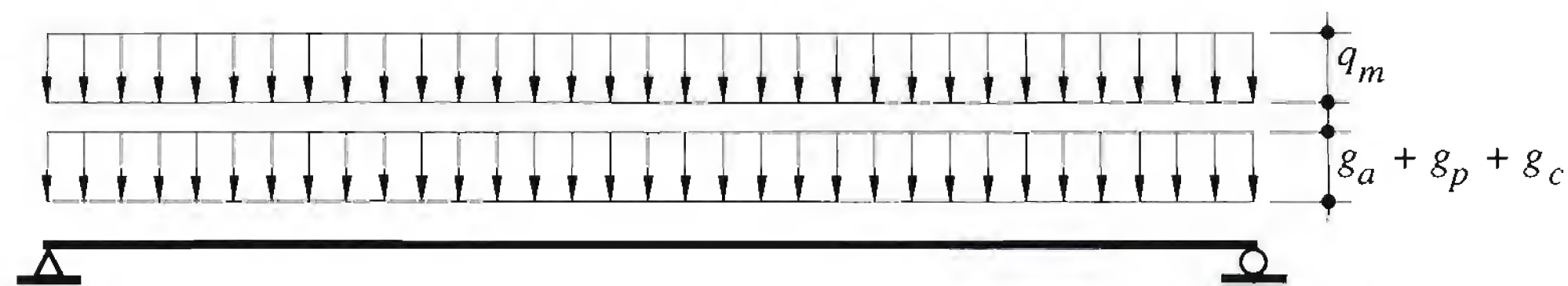
10.7.1 Dimensionnement des solives

Données

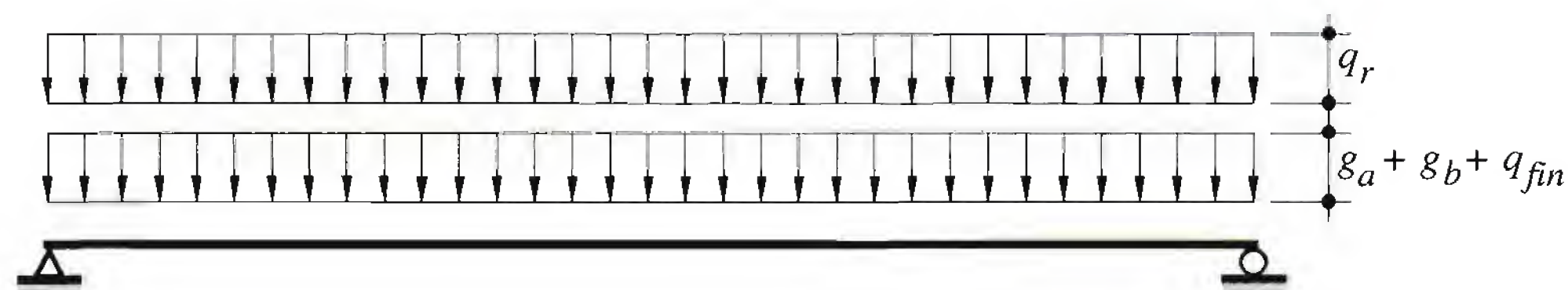
Cet exemple traite du dimensionnement des solives des planchers d'étage de bureaux du bâtiment présenté au paragraphe 6.9.3 (fig. 10.52 (a)). Ces solives reprennent les charges transmises par la tôle profilée, dont le dimensionnement a été présenté au paragraphe 7.5.1.



(a) Structure porteuse



(b) Système statique et charges au stade de construction



(c) Système statique et charges au stade définitif

Fig. 10.52 Solive mixte et charges à considérer.

Solive : Prédimensionnement § 6.9.3: IPE 270 en acier S235

Dalle mixte : Tôle profilée Cofrastra 40/0.75, acier SE 320 G ($f_{yp} = 320 \text{ N/mm}^2$); aire $A_p = 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$

Épaisseur totale: $h = 100 \text{ mm}$

Épaisseur équivalente: $h_{c,eq} = 86.4 \text{ mm}$ (épaisseur d'une dalle pleine de poids identique)

Béton: B35/25 ($f_c = 16 \text{ N/mm}^2$)

Armature: treillis général K 126, acier B550; aire $A = 126 \text{ mm}^2/\text{m}$

Connexion : Goujons: $d_D = 16 \text{ mm}$, $h_D = 75 \text{ mm}$, $V_{RD} = 63 \text{ kN}$ (tab. 10.37)

Système statique

Ces solives, distantes de 2 m, sont des poutres mixtes sur deux appuis d'une portée de 8 m.

Charges à considérer

- Stade de construction (fig. 10.52 (b))

Poids propre de la solive (IPE 270) : $g_a = 0.361 \text{ kN/m}$

Poids de la tôle : $g_p = 0.099 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 0.2 \text{ kN/m}$

Poids du béton frais : $g_c = 2.25 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 4.5 \text{ kN/m}$

Charge de construction : $q_m = 2.0 \text{ kN/m}$

- Stade définitif (fig. 10.52 (c))

Poids propre de la solive : $g_a = 0.361 \text{ kN/m}$

Poids propre de la dalle (tôle + béton) : $g_b = g_p + g_c = 4.7 \text{ kN/m}$

Poids des finitions	: $q_{fin} = 1.6 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 3.2 \text{ kN/m}$
Charge utile	: $q_r = 3.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 6 \text{ kN/m}$
	$q_{ser,long} = 1.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}$
	$q_{ser,court} = 2.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 4 \text{ kN/m}$

Situations de risque

- Stade de construction

La solive est soumise à deux situations de risque:

N°1 : Poids du béton frais prépondérant: $1.3 (g_a + g_p) + 1.5 g_c$

N°2 : Charge de construction prépondérante: $1.3 (g_a + g_p) + 1.5 q_m + 1.3 g_c$

- Stade définitif

La poutre mixte est soumise à une seule situation de risque:

Charge utile prépondérante: $1.3 (g_a + g_p + g_c) + 1.5 q_r + 1.3 q_{fin}$

Efforts intérieurs

- Stade de construction

– Situation de risque n° 1:

$$\begin{aligned}
 M_d^+ &= 1.3 (g_a + g_p) \frac{l^2}{8} + 1.5 g_c \frac{l^2}{8} \\
 &= 1.3 (0.361 \text{ kN/m} + 0.2 \text{ kN/m}) \cdot \frac{(8 \text{ m})^2}{8} + 1.5 \cdot 4.5 \text{ kN/m} \cdot \frac{(8 \text{ m})^2}{8} = 59.8 \text{ kNm} \\
 V_d &= 1.3 (g_a + g_p) \frac{l}{2} + 1.5 g_c \frac{l}{2} \\
 &= 1.3 (0.361 \text{ kN/m} + 0.2 \text{ kN/m}) \cdot \frac{8 \text{ m}}{2} + 1.5 \cdot 4.5 \text{ kN/m} \cdot \frac{8 \text{ m}}{2} = 29.9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

– Situation de risque n° 2:

$$\begin{aligned}
 M_d^+ &= 1.3 (g_a + g_p) \frac{l^2}{8} + 1.5 q_m \frac{l^2}{8} + 1.3 g_c \frac{l^2}{8} \\
 &= 1.3 (0.361 \text{ kN/m} + 0.2 \text{ kN/m}) \cdot \frac{(8 \text{ m})^2}{8} + 1.5 \cdot 2.0 \text{ kN/m} \cdot \frac{(8 \text{ m})^2}{8} \\
 &\quad + 1.3 \cdot 4.5 \text{ kN/m} \cdot \frac{(8 \text{ m})^2}{8} = 76.6 \text{ kNm} \\
 V_d &= 1.3 (g_a + g_p) \frac{l}{2} + 1.5 q_m \frac{l}{2} + 1.3 g_c \frac{l}{2} \\
 &= 1.3 (0.361 \text{ kN/m} + 0.2 \text{ kN/m}) \cdot \frac{8 \text{ m}}{2} + 1.5 \cdot 2.0 \text{ kN/m} \cdot \frac{8 \text{ m}}{2} + 1.3 \cdot 4.5 \text{ kN/m} \cdot \frac{8 \text{ m}}{2} \\
 &= 38.3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

La situation de risque n° 2 est déterminante.

- Stade définitif

$$\begin{aligned}
 M_d^+ &= 1.3 (g_a + g_b) \frac{l^2}{8} + 1.5 q_r \frac{l^2}{8} + 1.3 q_{fin} \frac{l^2}{8} \\
 &= 1.3 (0.361 \text{ kN/m} + 4.7 \text{ kN/m}) \cdot \frac{(8 \text{ m})^2}{8} + 1.5 \cdot 6 \text{ kN/m} \cdot \frac{(8 \text{ m})^2}{8}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & + 1.3 \cdot 3.2 \text{ kN/m} \cdot \frac{(8\text{m})^2}{8} = 157.9 \text{ kNm} \\
 V_d &= 1.3 (g_a + g_b) \frac{l}{2} + 1.5 q_r \frac{l}{2} + 1.3 q_{fin} \frac{l}{2} \\
 &= 1.3 (0.361 \text{ kN/m} + 4.7 \text{ kN/m}) \cdot \frac{8\text{m}}{2} + 1.5 \cdot 6 \text{ kN/m} \cdot \frac{8\text{m}}{2} + 1.3 \cdot 3.2 \text{ kN/m} \cdot \frac{8\text{m}}{2} \\
 &= 79.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sécurité structurale

- Stade de construction

- Résistance:

Pour éviter de plastifier le profilé au stade de montage et pour limiter les déformations, la résistance est limitée au moment élastique:

$$M_R = M_{el}^+ = f_y W_y = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 429 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 100.8 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 100.8 \text{ kNm}$$

$$V_R = \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_w = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \cdot 1710 \text{ mm}^2 = 232.0 \cdot 10^3 \text{ N} = 232.0 \text{ kN}$$

- Vérifications:

$$M_d = 76.6 \text{ kNm} \leq \frac{M_{el}^+}{\gamma_R} = \frac{100.8 \text{ kNm}}{1.1} = 91.6 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$V_d = 38.3 \text{ kN} \leq \frac{V_R}{\gamma_R} = \frac{232.0 \text{ kN}}{1.1} = 210.9 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

- Stade définitif

- Résistance de la section mixte de la solive (fig. 10.53):

Largeur participante

$$b_{ef} = 2c + 0.2\alpha l \leq a \quad (\text{tiré du TGC vol. 10, § 5.8.2})$$

$$b_{ef} = 135 \text{ mm} + 0.2 \cdot 1.0 \cdot 8000 \text{ mm} = 1735 \text{ mm} \leq 2000 \text{ mm}$$

avec $\alpha = 1.0$ pour une poutre en portée simple

Position de l'axe neutre (tab. 10.23)

$$A_a = 4590 \text{ mm}^2 < \frac{A_c}{n_{pl}} = \frac{86.4 \text{ mm} \cdot 1735 \text{ mm}}{(235 \text{ N/mm}^2)/(16 \text{ N/mm}^2)} = 10\,206 \text{ mm}^2$$

\Rightarrow L'axe neutre est situé dans la dalle en béton.

Module plastique

$$\begin{aligned}
 Z_b^+ &= A_a \left(h - z_a - \frac{1}{2} \frac{n_{pl} A_a}{b_{ef}} \right) \\
 &= 4590 \text{ mm}^2 \cdot \left(370 \text{ mm} - 135 \text{ mm} - \frac{1}{2} \cdot \frac{14.7 \cdot 4590 \text{ mm}^2}{1735 \text{ mm}} \right) \\
 &= 982.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

Moment plastique

$$M_{pl}^+ = f_y Z_b^+ = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 982.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 231 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 231 \text{ kNm}$$

- Vérification:

$$M_d^+ = 157.9 \text{ kNm} \leq \frac{M_{pl}^+}{\gamma_R} = \frac{231 \text{ kNm}}{1.1} = 210 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

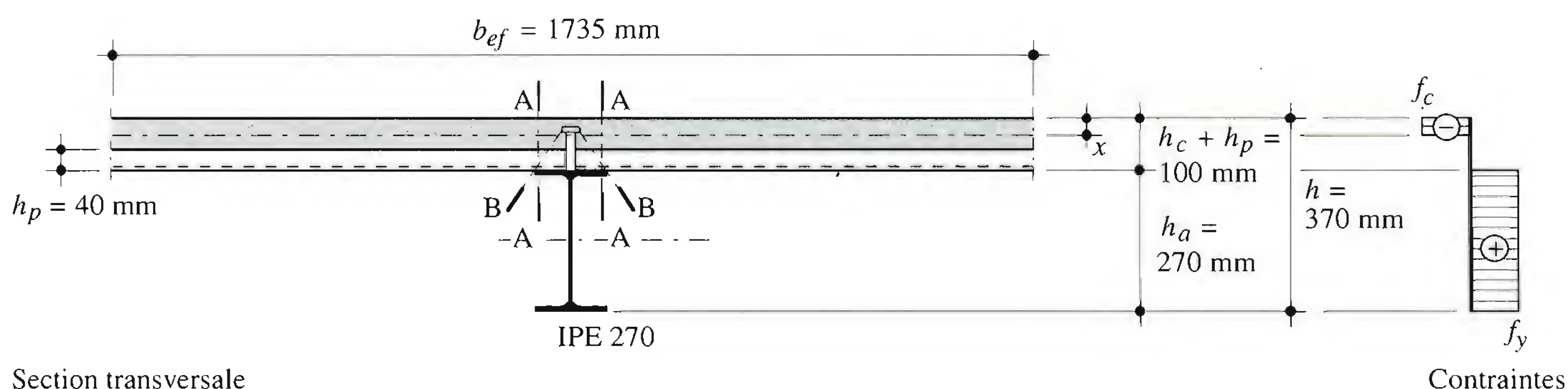


Fig. 10.53 Section transversale de la solive et contraintes plastiques.

- Calcul de la connexion

Choix : connexion totale, afin que le moment plastique de la section puisse être atteint.

Dans une poutre simple, l'effort rasant est transmis sur un tronçon de longueur

$$l_i = l^+ = l / 2 = 4000 \text{ mm}$$

- Effort rasant (axe neutre dans la dalle):

$$F_v^+ = f_{ya} A_a = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 4590 \text{ mm}^2 = 1079 \cdot 10^3 \text{ N} = 1079 \text{ kN}$$

- Facteur de réduction dû à la tôle profilée (nervures perpendiculaires à la poutre):

$$k_l = 0.60 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_D}{h_p} - 1 \right) \leq 1.0$$

$$k_l = 0.60 \cdot \frac{102.5 \text{ mm}}{40 \text{ mm}} \cdot \left(\frac{75 \text{ mm}}{40 \text{ mm}} - 1 \right) = 1.3 \Rightarrow k_l = 1.0$$

- Nombre total de goujons:

$$N_{tot} = \frac{2 F_v^+}{V_{RD} k_l} = \frac{2 \cdot 1079 \text{ kN}}{63 \text{ kN/goujon} \cdot 1.0} = 35 \text{ goujons}$$

- Cisaillement longitudinal

Cette vérification se fait selon le double plan A-A au bord des ailes du profilé (fig. 10.53).

- Effort de cisaillement longitudinal par unité de longueur:

$$v_{d,pl} = \frac{F_v^+}{l_i} = \frac{1079 \cdot 10^3 \text{ N}}{4000 \text{ mm}} = 269.7 \text{ N/mm}$$

- Effort de cisaillement longitudinal par unité de longueur et par plan A-A

$$v_{d,pl(A-A)} = v_{d,pl} \frac{b_{ef} - 2c}{2b_{ef}} = 269.7 \text{ N/mm} \cdot \frac{1735 \text{ mm} - 135 \text{ mm}}{2 \cdot 1735 \text{ mm}} = 124.4 \text{ N/mm}$$

- Résistance au cisaillement longitudinal par unité de longueur:

$$v_R = \min \left(0.9 \eta \tau_c A_{cv} + f_{ys} A_s + f_{yp} A_p ; 0.23 \eta f_c A_{cv} + \frac{f_{yp}}{\sqrt{3}} A_p \right)$$

avec $A_{cv} = h_{c,eq} \cdot 1000 \text{ mm} = 86.4 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 86.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

$$\eta = 1$$

$$\tau_c = 0.9 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 126 \text{ mm}^2$$
$$f_{ys} = 520 \text{ N/mm}^2$$
$$f_c = 16 \text{ N/mm}^2$$
$$A_p = 1200 \text{ mm}^2$$
$$f_{yp} = 320 \text{ N/mm}^2$$
$$\nu_R = \min (0.9 \cdot 1 \cdot 0.9 \text{ N/mm}^2 \cdot 86.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 + 520 \text{ N/mm}^2 \cdot 126 \text{ mm}^2 + 320 \text{ N/mm}^2 \cdot 1200 \text{ mm}^2; 0.23 \cdot 1 \cdot 16 \text{ N/mm}^2 \cdot 86.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 + \frac{320 \text{ N/mm}^2 \cdot 1200 \text{ mm}^2}{\sqrt{3}}) = \min (519.5 \text{ N/mm}; 539.7 \text{ N/mm}) = 519.5 \text{ N/mm}$$

– Vérification:

$\nu_{d,pl} (A - A) = 124.4 \text{ N/mm} \leq \nu_R = 519.5 \text{ N/mm}$

OK

Aptitude au service

- Stade de construction

– Flèche due au poids propre de la solive g_a et au poids de la tôle et du béton frais:

$$w_2 = w(g_a + g_p + g_c) = \frac{5}{384} \frac{(g_a + g_p + g_c) l^4}{E_a I_{ya}}$$
$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{(0.361 \text{ N/mm} + 0.2 \text{ N/mm} + 4.5 \text{ N/mm}) \cdot (8000 \text{ mm})^4}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 57.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 22.2 \text{ mm}$$

– Vérification:

$$w_2 = 22.2 \text{ mm} \leq \frac{l}{250} = \frac{8000 \text{ mm}}{250} = 32 \text{ mm}$$

OK
- Stade définitif

– Coefficients d'équivalence élastique:

Module d'élasticité du béton pour une action de courte durée (norme SIA 161)

$$E_{c0} = 14\,000 (f_c + 4)^{0.3} = 14\,000 \cdot (16 \text{ N/mm}^2 + 4)^{0.3} = 34\,400 \text{ N/mm}^2 = 34.4 \text{ kN/mm}^2$$

Coefficient de fluage: $\varphi_\infty = 1.5$

Charge de courte durée (charge utile): $n_0 = \frac{E_a}{E_{c0}} = \frac{210 \text{ kN/mm}^2}{34.4 \text{ kN/mm}^2} = 6.1$

Charge permanente (finitions): $n_\varphi = n_0 (1 + \varphi_\infty) = 6.1 \cdot (1 + 1.5) = 15.2$

Retrait: $n_s = n_0 (1 + 0.5 \varphi_\infty) = 6.1 \cdot (1 + 0.5 \cdot 1.5) = 10.7$

– Caractéristiques élastiques:

Les valeurs peuvent être déterminées à l'aide du tableau 10.22 ou selon l'annexe A3.3 de la publication SZS A3. Les valeurs sont résumées dans le tableau 10.54.

Tableau 10.54 Caractéristiques élastiques des solives mixtes.

	Poids propre	Charge utile	Finitions	Retrait
n	–	6.1	15.2	10.7
I_b [10 ⁶ mm ⁴]	57.9	214.9	175.3	191.9
z_b [mm]	135	296.5	257.7	274.3

- Calcul des flèches:

Poids propre

$$w'_2 = w(g_a + g_b) = 22.2 \text{ mm}$$

Finitions

$$w''_2 = w(q_{fin}) = \frac{5}{384} \frac{q_{fin} l^4}{E_a I_b} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3.2 \text{ N/mm} (8000 \text{ mm})^4}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 157.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 4.6 \text{ mm}$$

Retrait

$$w'''_2 = w_s = \frac{M_{cs} l^2}{8 E_a I_b} = \frac{54.2 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot (8000 \text{ mm})^2}{8 \cdot 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 191.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 10.8 \text{ mm}$$

$$\text{avec } M_{cs} = N_{cs} (z_c - z_b) = \varepsilon_{cs}(t) E_a A_c (z_c - z_b)$$

$$= 0.35 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{210 \text{ kN/mm}^2}{10.7} \cdot 120 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot \left(370 \text{ mm} - \frac{60 \text{ mm}}{2} - 274.3 \text{ mm} \right)$$

$$= 54.2 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 54.2 \text{ kNm}$$

$$A_c = h_c b = (100 \text{ mm} - 40 \text{ mm}) \cdot 2000 \text{ mm} = 120 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Les nervures de la tôle sont placées transversalement à la solive. Par conséquent, h_c est choisi comme étant la hauteur du béton au-dessus des nervures.

Charge utile de courte durée

$$w_4 = w(q_{ser,court}) = \frac{5}{384} \frac{q_{ser,court} l^4}{E_a I_b} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4 \text{ N/mm} (8000 \text{ mm})^4}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 214.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}$$

$$= 4.7 \text{ mm}$$

Charge utile de longue durée

$$= w(q_{ser,long}) = \frac{5}{384} \frac{q_{ser,403403long} l^4}{E_a I_b} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2 \text{ N/mm} (8000 \text{ mm})^4}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 214.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}$$

$$= 2.4 \text{ mm}$$

- Vérifications:

Rigidité suffisante

$$w_4 = 4.7 \text{ mm} \leq w_{lim} = \frac{l}{350} = \frac{8000 \text{ mm}}{350} = 22.9 \text{ mm}$$

OK

Aptitude au fonctionnement

$$w_2 + w_3 = 37.6 \text{ mm} + 2.4 \text{ mm} = 40.0 \text{ mm} > w_{lim} = \frac{l}{300} = \frac{8000 \text{ mm}}{300} = 27 \text{ mm}$$

$$\text{avec } w_2 = w'_2 + w''_2 + w'''_2 = 22.2 \text{ mm} + 4.6 \text{ mm} + 10.8 \text{ mm} = 37.6 \text{ mm}$$

La vérification de l'aptitude au fonctionnement n'est pas satisfaite. La flèche provoquée par le poids propre, le poids des finitions et le retrait, doit être compensée par une contreflèche:

$$w_1 \cong -w_2 = -38 \text{ mm}$$

Cette contreflèche, pour une solive de 8 m de longueur, doit être supérieure à $w_1 = \sqrt{0.025 \cdot 8000} = 14 \text{ mm}$, ce qui est le cas.

10.7.2 Dimensionnement des sommiers en poutre simple

Données

Cet exemple traite le dimensionnement des sommiers mixtes, admis en poutre simple, d'un plancher (étage de bureaux) du bâtiment présenté au paragraphe 6.9.3. Les semelles supérieures des sommiers et des solives constituant ce plancher se situent au même niveau (fig. 10.55).

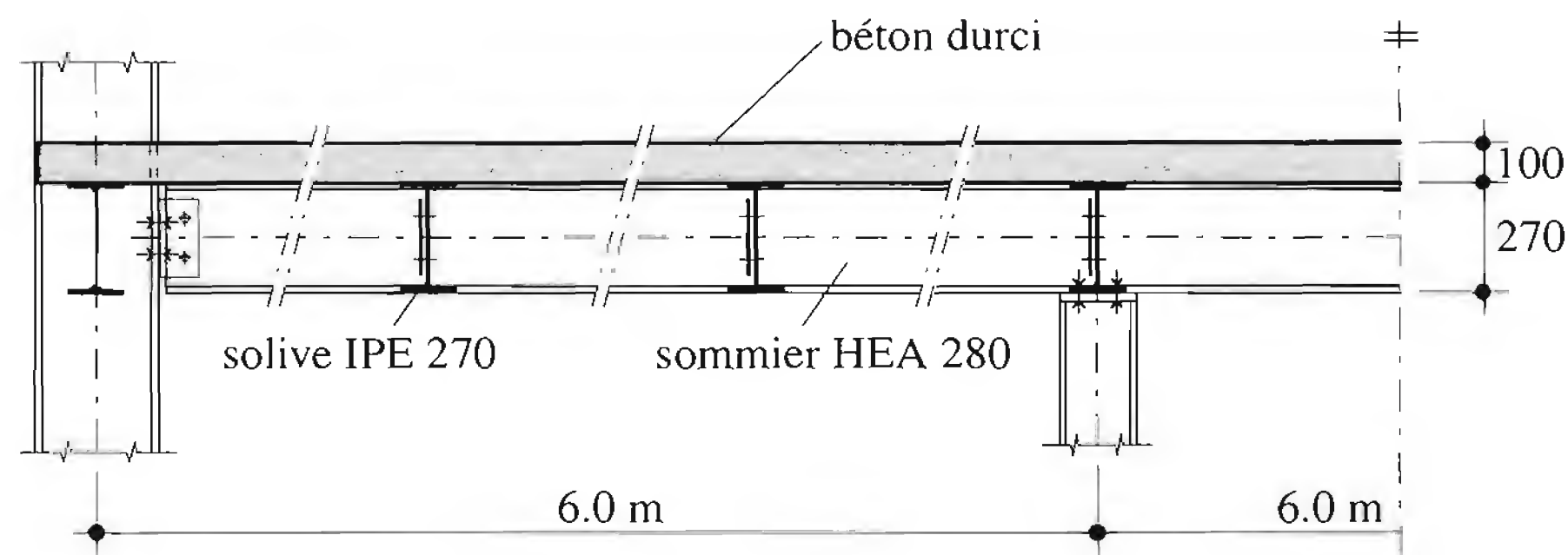


Fig. 10.55 Sommiers mixtes des planchers.

Sommiers	:	HEA 280 en acier S235 ($g_a = 0.764 \text{ kN/m}$)
Solives	:	IPE 270 en acier S235 ($g_a = 0.361 \text{ kN/m}$)
Dalle mixte	:	Tôle profilée Cofrastra 40/0.75, acier SE 320 G ($f_{yp} = 320 \text{ N/mm}^2$)
		Épaisseur totale: $h = 100 \text{ mm}$
		Épaisseur équivalente: $h_{c,eq} = 86.4 \text{ mm}$ (épaisseur d'une dalle pleine de poids identique)
		Béton: B35/25 ($f_c = 16 \text{ N/mm}^2$)
		Armature: treillis général K 126 (acier B550)
Connexion	:	Goujons $d_D = 16 \text{ mm}$, $h_D = 75 \text{ mm}$

Système statique

Les sommiers, distants de 8 m, sont des poutres mixtes sur deux appuis d'une portée de 6 m. On admet que la réaction des solives sur les sommiers correspond à une charge uniformément répartie.

Charges à considérer

- Stade de construction

Poids propre des sommiers et solives	:	$g_a = 0.764 \text{ kN/m} + \left(\frac{0.361 \text{ kN/m} \cdot 8 \text{ m}}{2 \text{ m}} \right) = 2.2 \text{ kN/m}$
Poids de la tôle	:	$g_p = 0.099 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 0.8 \text{ kN/m}$
Poids du béton frais	:	$g_c = 2.25 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 18 \text{ kN/m}$
Charge de construction	:	$q_m = 2 \text{ kN/m}$
- Stade définitif

Poids propre des sommiers et solives	:	$g_a = 2.2 \text{ kN/m}$
Poids propre de la dalle (tôle + béton)	:	$g_b = g_p + g_c = 18.8 \text{ kN/m}$
Poids des finitions	:	$q_{fin} = 1.6 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 12.8 \text{ kN/m}$
Charge utile	:	$q_r = 3.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 24 \text{ kN/m}$
		$q_{ser,court} = 2.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 16 \text{ kN/m}$
		$q_{ser,long} = 1.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 8 \text{ kN/m}$

Situations de risque

- Stade de construction

Le sommier est soumis à deux situations de risque:

N°1: Poids du béton frais prépondérant: $1.3 (g_a + g_p) + 1.5 g_c$

N°2: Charge de construction prépondérante: $1.3 (g_a + g_p) + 1.5 q_m + 1.3 g_c$

- Stade définitif

La poutre mixte est soumise à une seule situation de risque :

Charge utile prépondérante : $1.3 (g_a + g_b) + 1.5 q_r + 1.3 q_{fn}$

Stabilité

- Conditions d'élancement au stade de construction

$$\frac{c}{t} = \frac{140 \text{ mm}}{13 \text{ mm}} = 10.7 \leq 17 \quad (\text{EE})$$

OK

$$\frac{b}{d} = \frac{257 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 32.1 \leq 126 \quad (\text{EE})$$

OK

⇒ Choix de la méthode EE.

- Conditions d'élancement au stade définitif

$$\frac{c}{t} = \frac{140 \text{ mm}}{13 \text{ mm}} = 10.7 > 8.1 \quad (\text{PP})$$

Le calcul PP n'est pas possible

$$\frac{c}{t} = 10.7 > 10.5 \quad (\text{EP})$$

≈ OK

$b_c = b = 257 \text{ mm}$ (cas défavorable : âme entièrement comprimée)

$$\frac{b_c}{d} = \frac{257 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 32.1 \leq 37.4 \quad (\text{EP})$$

OK

⇒ Choix de la méthode EP.

- Déversement

Le sommier est tenu latéralement tous les 2 m par les solives : $l_D = 2000 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned} l_{cr} &= 81 \cdot i_z \left(1 - \frac{1}{2} \psi \right) \quad (\text{cas défavorable : } \psi = 1.0) \\ &= 81 \cdot 70 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 1.0 \right) = 2835 \text{ mm} \end{aligned}$$

Comme $l_D < l_{cr}$, le déversement n'est pas déterminant.

Efforts intérieurs

- Stade de construction

– Situation de risque n° 1 :

$$\begin{aligned} M_d &= 1.3 (g_a + g_p) \frac{l^2}{8} + 1.5 g_c \frac{l^2}{8} \\ &= 1.3 (2.2 \text{ kN/m} + 0.8 \text{ kN/m}) \cdot \frac{(6 \text{ m})^2}{8} + 1.5 \cdot 18 \text{ kN/m} \cdot \frac{(6 \text{ m})^2}{8} = 139.1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= 1.3 (g_a + g_p) \frac{l}{2} + 1.5 g_c \frac{l}{2} \\ &= 1.3 (2.2 \text{ kN/m} + 0.8 \text{ kN/m}) \cdot \frac{6 \text{ m}}{2} + 1.5 \cdot 18 \text{ kN/m} \cdot \frac{6 \text{ m}}{2} = 92.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

– Situation de risque n° 2 :

$$\begin{aligned} M_d &= 1.3 (g_a + g_p) \frac{l^2}{8} + 1.5 q_m \frac{l^2}{8} + 1.3 g_c \frac{l^2}{8} \\ &= 1.3 (2.2 \text{ kN/m} + 0.8 \text{ kN/m}) \cdot \frac{(6 \text{ m})^2}{8} + 1.5 \cdot 2.0 \text{ kN/m} \cdot \frac{(6 \text{ m})^2}{8} \\ &\quad + 1.3 \cdot 18 \text{ kN/m} \cdot \frac{(6 \text{ m})^2}{8} = 136.4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_d &= 1.3 (g_a + g_p) \frac{l}{2} + 1.5 q_m \frac{l}{2} + 1.3 g_c \frac{l}{2} \\
 &= 1.3 (2.2 \text{ kN/m} + 0.8 \text{ kN/m}) \cdot \frac{6 \text{ m}}{2} + 1.5 \cdot 2.0 \text{ kN/m} \cdot \frac{6 \text{ m}}{2} + 1.3 \cdot 18 \text{ kN/m} \cdot \frac{6 \text{ m}}{2} \\
 &= 90.9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

La situation de risque n°1 est déterminante pour le stade de construction.

- Stade définitif

$$\begin{aligned}
 M_d &= 1.3 (g_a + g_b) \frac{l^2}{8} + 1.5 q_r \frac{l^2}{8} + 1.3 q_{fin} \frac{l^2}{8} \\
 &= 1.3 (2.2 \text{ kN/m} + 18.8 \text{ kN/m}) \cdot \frac{(6 \text{ m})^2}{8} + 1.5 \cdot 24 \text{ kN/m} \cdot \frac{(6 \text{ m})^2}{8} \\
 &\quad + 1.3 \cdot 12.8 \text{ kN/m} \cdot \frac{(6 \text{ m})^2}{8} = 359.7 \text{ kNm} \\
 V_d &= 1.3 (g_a + g_b) \frac{l}{2} + 1.5 q_r \frac{l}{2} + 1.3 q_{fin} \frac{l}{2} \\
 &= 1.3 (2.2 \text{ kN/m} + 18.8 \text{ kN/m}) \cdot \frac{6 \text{ m}}{2} + 1.5 \cdot 24 \text{ kN/m} \cdot \frac{6 \text{ m}}{2} + 1.3 \cdot 12.8 \text{ kN/m} \cdot \frac{6 \text{ m}}{2} \\
 &= 239.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sécurité structurale

- Stade de construction

- Résistance:

$$M_R = f_y W_y = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 1010 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 = 237.4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 237.4 \text{ kNm}$$

$$V_R = 279.0 \text{ kN}$$

- Vérifications:

$$M_d = 139.1 \text{ kNm} \leq \frac{M_R}{\gamma_R} = \frac{237.4 \text{ kNm}}{1.1} = 215.5 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$V_d = 92.7 \text{ kN} \leq \frac{V_R}{\gamma_R} = \frac{279.0 \text{ kN}}{1.1} = 253.6 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

- Stade définitif

- Résistance:

Largeur participante (fig. 10.56)

$$b_{ef} = 2c + 0.2 \alpha l = 280 \text{ mm} + 0.2 \cdot 1.0 \cdot 6000 \text{ mm} = 1480 \text{ mm} \leq a = 8000 \text{ mm}$$

Position de l'axe neutre (tab. 10.23)

$$A_a = 9730 \text{ mm}^2 > \frac{A_c}{n_{pl}} = \frac{128 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}{14.7} = 8699 \text{ mm}^2$$

$$\text{avec } A_c = h_{c,eq} b_{ef} = 86.4 \text{ mm} \cdot 1480 \text{ mm} = 128 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$f_c = 16 \text{ N/mm}^2$$

$$n_{pl} = \frac{f_{ya}}{f_c} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{16 \text{ N/mm}^2} = 14.7$$

⇒ L'axe neutre se situe dans le profilé. La tôle, comprimée, est négligée.

$$\begin{aligned}
 A_a - 4ct &= 9730 \text{ mm}^2 - 4 \cdot 140 \text{ mm} \cdot 13 \text{ mm} = 2450 \text{ mm}^2 \leq \frac{A_c}{n_{pl}} = \frac{128 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}{14.7} \\
 &= 8707 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

⇒ L'axe neutre se situe dans l'aile supérieure du profilé.

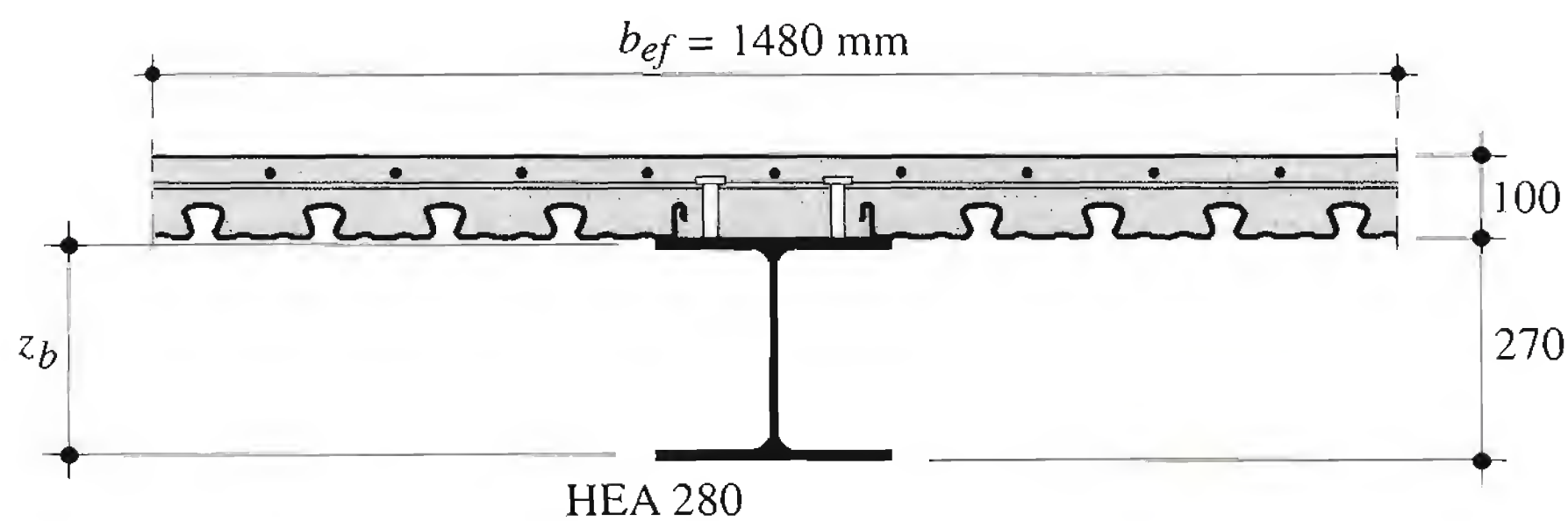


Fig 10.56 Section transversale du sommier mixte.

Position de l'axe neutre

$$z_b = h_a + \frac{1}{4c} \left(\frac{A_c}{n_{pl}} - A_a \right) = 270 \text{ mm} + \frac{1}{4 \cdot 140 \text{ mm}} \cdot \left(\frac{128 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}{14.7} - 9730 \text{ mm}^2 \right)$$

$$= 268 \text{ mm}$$

Module plastique

$$Z_b = \frac{A_c}{n_{pl}} z_c - A_a z_a + 2c \left(h_a^2 - z_b^2 \right)$$

$$= \frac{128 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}{14.7} \cdot \left(270 \text{ mm} + 100 \text{ mm} - \frac{86.4}{2} \right) - 9730 \text{ mm}^2 \cdot \frac{270 \text{ mm}}{2}$$

$$+ 280 \text{ mm} \cdot \left[(270 \text{ mm})^2 - (268 \text{ mm})^2 \right] = 1833 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Moment plastique

$$M_{pl}^+ = f_y Z_b = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 1833 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 430.8 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 430.8 \text{ kNm}$$

– Vérification:

$$M_d = 359.7 \text{ kNm} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_R} = \frac{430.8 \text{ kNm}}{1.1} = 391.6 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

• Calcul de la connexion

– Effort rasant (connexion totale):

L'axe neutre se trouve dans le profilé métallique.

$$F_v^+ = f_c A_c = 16 \text{ N/mm}^2 \cdot 128 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 = 2048 \cdot 10^3 \text{ N} = 2048 \text{ kN}$$

L'effort rasant se transmet sur une longueur de $l_i = l^+ = l / 2$ car le sommier est une poutre simple.

– Facteur de réduction:

$$k_l = 0.60 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_D}{h_p} - 1 \right) \leq 1.0$$

$$= 0.60 \cdot \frac{102.5 \text{ mm}}{40 \text{ mm}} \left(\frac{75 \text{ mm}}{40 \text{ mm}} - 1 \right) = 1.35 > 1.0 \Rightarrow k_l = 1.0$$

– Nombre total de goujons:

$$N_{tot} = \frac{2 F_v^+}{V_{RD} k_l} = \frac{2 \cdot 2048 \text{ kN}}{63 \text{ kN/goujon} \cdot 1.0} = 65 \text{ goujons}$$

- Cisaillement longitudinal

- Effort de cisaillement longitudinal par unité de longueur :

$$v_{d,pl} = \frac{F_v^+}{l_i} = \frac{2048 \cdot 10^3 \text{ N}}{3000 \text{ mm}} = 683 \text{ N/mm}$$

- Effort de cisaillement longitudinal par unité de longueur et par plan A-A :

$$v_{d,pl}(A-A) = v_{d,pl} \frac{b_{ef} - 2c}{2b_{ef}} = 683 \text{ N/mm} \cdot \frac{1480 \text{ mm} - 280 \text{ mm}}{2 \cdot 1480 \text{ mm}} = 277 \text{ N/mm}$$

- Effort de cisaillement longitudinal par unité de longueur et par plan B-B :

$$v_{d,pl}(B-B) = v_{d,pl} = 683 \text{ N/mm}$$

- Résistance au cisaillement longitudinal par unité de longueur et selon le plan A-A :

$$v_R = \min \left(0.9 A_{cv} \eta \tau_c + A_s f_{ys} ; 0.23 A_{cv} \eta f_c \right)$$

$$\text{avec } A_{cv} = h_c \cdot 1000 \text{ mm} = 60 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 60 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\eta = 1$$

$$\tau_c = 0.9 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 126 \text{ mm}^2 \quad (\phi 4 \text{ mm}, s = 100 \text{ mm})$$

$$f_{ys} = 520 \text{ N/mm}^2$$

$$v_R = \min \left(0.9 \cdot 60 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 1 \cdot 0.9 \text{ N/mm}^2 + 126 \text{ mm}^2 \cdot 520 \text{ N/mm}^2 ; \right. \\ \left. 0.23 \cdot 60 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 1 \cdot 16 \text{ N/mm}^2 \right) = \min (114 \text{ N/mm} ; 221 \text{ N/mm}) \\ = 114 \text{ N/mm}$$

- Vérification :

$$v_{d,pl}(A-A) = 277 \text{ N/mm} > v_R = 114 \text{ N/mm}$$

La vérification n'est pas satisfaite. Nous choisissons donc d'augmenter l'armature et de réaliser une poutre mixte à connexion partielle.

$$A_s = 503 \text{ mm}^2 \quad (\phi 8 \text{ mm}, s = 100 \text{ mm}, f_{ys} = 460 \text{ N/mm}^2)$$

$$\frac{N}{N_{tot}} = 0.8 ; \quad N = 0.8 \cdot 65 = 52 \text{ goujons}$$

Efforts de cisaillement longitudinal

$$v_{d,pl}(A-A)_{part} = 0.8 \cdot 277 \text{ N/mm} = 221 \text{ N/mm}$$

$$v_{d,pl}(B-B)_{part} = 0.8 \cdot 683 \text{ N/mm} = 546 \text{ N/mm}$$

- Résistance au cisaillement longitudinal par unité de longueur et selon le plan A-A

$$v_R = \min \left(0.9 \cdot 60 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 1 \cdot 0.9 \text{ N/mm}^2 + 503 \text{ mm}^2 \cdot 460 \text{ N/mm}^2 ; \right. \\ \left. 0.23 \cdot 60 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 1 \cdot 16 \text{ N/mm}^2 \right) = \min (280 \text{ N/mm} ; 221 \text{ N/mm}) = 221 \text{ N/mm}$$

Vérification

$$v_{d,pl}(A-A)_{part} = 221 \text{ N/mm} \cong v_R = 221 \text{ N/mm}$$

OK

- Résistance au cisaillement longitudinal par unité de longueur et selon le plan B-B :

avec largeur de la surface de cisaillement l_{cis} avec une rangée de goujons : 320 mm
aire de la section cisailée de l'armature : $A_s = 2 \cdot 503 \text{ mm}^2$

$$v_R = \min \left(0.9 \cdot 320 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 1 \cdot 0.9 \text{ N/mm}^2 + 2 \cdot 503 \text{ mm}^2 \cdot 460 \text{ N/mm}^2 ; \right. \\ \left. 0.23 \cdot 320 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 1 \cdot 16 \text{ N/mm}^2 \right) = \min (722 \text{ N/mm} ; 1178 \text{ N/mm}) = 722 \text{ N/mm}$$

- Vérification

$$v_{d,pl}(B-B)_{part} = 546 \text{ N/mm} \leq v_R = 722 \text{ N/mm}$$

OK

- Vérification de la résistance à la flexion:

Moment de résistance en connexion partielle

$$M_{plb, part} = M_{pla} + \frac{N}{N_{tot}} (M_{plb, tot} - M_{pla})$$

$$M_{plb, part} = 261 \text{ kNm} + 0.8 (430.8 \text{ kNm} - 261 \text{ kNm}) = 396.8 \text{ kNm}$$

Vérification

$$M_d = 359.7 \text{ kNm} \leq \frac{M_{plb, part}}{\gamma_R} = \frac{396.8 \text{ kNm}}{1.1} = 360.7 \text{ kNm}$$

OK

Aptitude au service

- Stade de construction

- Poids propre:

$$w_2 = w(g_a + g_b) = \frac{5}{384} \frac{(g_a + g_b) l^4}{E_a I_{ya}}$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{(2.2 \text{ N/mm} + 18.8 \text{ N/mm}) \cdot (6000 \text{ mm})^4}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 136.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 12.3 \text{ mm}$$

- Vérification:

$$w_2 = 12.3 \text{ mm} \leq \frac{l}{250} = \frac{6000 \text{ mm}}{250} = 24 \text{ mm}$$

OK

- Stade définitif

- Coefficients d'équivalence élastique:

Coefficient de fluage: $\varphi_\infty = 1.5$

Charge de courte durée (charge utile): $n_0 = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210 \text{ kN/mm}^2}{34.4 \text{ kN/mm}^2} = 6.1$

Charge de longue durée: $n_\varphi = n_0 (1 + \varphi_\infty) = 6.1 \cdot (1 + 1.5) = 15.2$

Retrait: $n_s = n_0 (1 + 0.5 \varphi_\infty) = 6.1 \cdot (1 + 0.5 \cdot 1.5) = 10.7$

- Caractéristiques élastiques:

Les valeurs déterminées à l'aide du tableau 10.22 sont résumées dans le tableau 10.57.

Tableau 10.57 Caractéristiques élastiques du sommier mixte.

	Poids propre	Charge utile	Finitions	Retrait
n	–	6.1	15.2	10.7
I_b [10^6 mm^4]	136.7	394.1	308.1	342.8
z_b [mm]	135	266.0	224.0	240.8

- Calcul des flèches:

Poids propre

$$w'_2 = w(g_a + g_b) = 12.3 \text{ mm}$$

Finitions

$$w''_2 = w(q_{fin}) = \frac{5}{384} \frac{q_{fin} l^4}{E_a I_b} = \frac{5}{384} \cdot \frac{12.8 \text{ N/mm} (6000 \text{ mm})^4}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 308.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 3.3 \text{ mm}$$

Retrait

$$w'''_2 = w_s = \frac{M_{cs} l^2}{8 E_a I_b} = \frac{327 \cdot 10^6 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^2}{8 \cdot 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 342.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 20.0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
\text{avec } M_{cs} &= N_{cs} (z_c - z_b) = \varepsilon_{cs}(t) E_a A_c (z_c - z_b) \\
&= 0.35 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2}{10.7} \cdot 60 \text{ mm} \cdot 8000 \text{ mm} \\
&\quad \cdot \left(370 \text{ mm} - \frac{60 \text{ mm}}{2} - 240.8 \text{ mm} \right) = 327 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 327 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Charge utile de courte durée

$$\begin{aligned}
w_4 = w(q_{ser,court}) &= \frac{5}{384} \frac{q_{ser,court} l^4}{E_a I_b} = \frac{5}{384} \cdot \frac{16 \text{ N/mm} (6000 \text{ mm})^4}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 394.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \\
&= 3.3 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Charge utile de longue durée

$$\begin{aligned}
w_3 = w(q_{ser,long}) &= \frac{5}{384} \frac{q_{ser,long} l^4}{E_a I_b} = \frac{5}{384} \cdot \frac{8 \text{ N/mm} (6000 \text{ mm})^4}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 308.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \\
&= 2.1 \text{ mm}
\end{aligned}$$

– Vérifications:

Rigidité suffisante

$$w_4 = 3.3 \text{ mm} \leq w_{lim} = \frac{l}{350} = \frac{6000 \text{ mm}}{350} = 17.1 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Aptitude au fonctionnement

$$w_2 + w_3 = 35.6 \text{ mm} + 2.1 \text{ mm} = 37.7 \text{ mm} > w_{lim} = \frac{l}{300} = \frac{6000 \text{ mm}}{300} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{avec } w_2 = w'_2 + w''_2 + w'''_2 = 12.3 \text{ mm} + 3.3 \text{ mm} + 20.0 \text{ mm} = 35.6 \text{ mm}$$

Une contreflèche d'environ 30 mm est nécessaire.

Remarque

Dans le cas d'un sommier métallique sans connexion avec la dalle en béton, il faudrait un HEA 340 à la place du HEA 280 en poutre mixte.

10.7.3 Dimensionnement des sommiers continus sur trois travées

Données

Cet exemple traite le dimensionnement des sommiers mixtes, admis continus sur trois travées (poteaux interrompus), d'un plancher (étage de bureaux) du bâtiment présenté au paragraphe 6.9.3. Les semelles supérieures des sommiers et des solives constituant ce plancher se situent au même niveau (fig. 10.55).

Sommiers	: HEA 280 en acier S235 ($g_a = 0.764 \text{ kN/m}$)
Solives	: IPE 270 en acier S235 ($g_a = 0.361 \text{ kN/m}$)
Dalle mixte	: Tôle profilée Cofrastra 40/0.75, acier SE 320 G ($f_{yp} = 320 \text{ N/mm}^2$)
	Épaisseur totale: $h = 100 \text{ mm}$
	Épaisseur équivalente: $h_{c,eq} = 86.4 \text{ mm}$
	Béton: B35/25 ($f_c = 16 \text{ N/mm}^2$)
	Armature: treillis général K 126, acier S550 ($f_{ys} = 520 \text{ N/mm}^2$)
	Armature sur appui: acier S500 ($f_{ys} = 460 \text{ N/mm}^2$)
Connexion	: Goujons $d_D = 16 \text{ mm}$, $h_D = 75 \text{ mm}$

Système statique

Les sommiers, distants de 8 m, sont des poutres mixtes sur quatre appuis d'une portée de 6 m. On admet que la réaction des solives correspond à une charge uniformément répartie.

Charges à considérer

Identiques à celles étudiées dans les exemples des paragraphes 6.7.2 et 10.7.2.

Situations de risque

Identiques à celles étudiées dans l'exemple du paragraphe 10.7.2.

Stabilité

Conditions identiques à celles étudiées dans l'exemple du paragraphe 10.7.2.

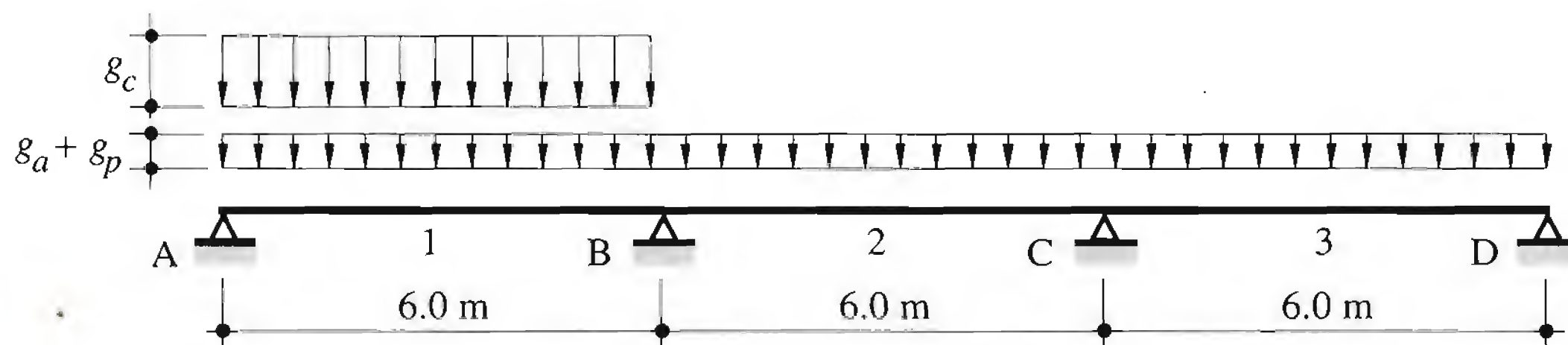
Efforts intérieurs

- Stade de construction

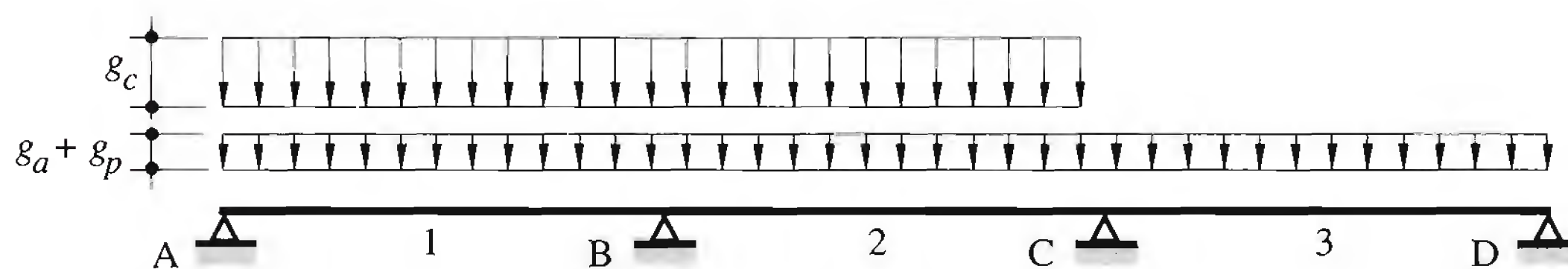
Calcul élastique des efforts

- Situation de risque n° 1 (fig. 10.58):

$$\begin{aligned}
 M_d^+ &= 1.3 \cdot 0.08 \cdot (g_a + g_p) l^2 + 1.5 \cdot 0.0939 \cdot g_c l^2 \\
 &= 1.3 \cdot 0.08 \cdot (2.2 \text{ kN/m} + 0.8 \text{ kN/m}) \cdot (6 \text{ m})^2 + 1.5 \cdot 0.0939 \cdot 18 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2 \\
 &= 102.5 \text{ kNm} \\
 M_d^- &= 1.3 \cdot (-0.1) \cdot (g_a + g_p) l^2 + 1.5 \cdot (-0.1167) \cdot g_c l^2 \\
 &= 1.3 \cdot (-0.1) \cdot (2.2 \text{ kN/m} + 0.8 \text{ kN/m}) \cdot (6 \text{ m})^2 + 1.5 \cdot (-0.1167) \cdot 18 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2 \\
 &= -127.5 \text{ kNm} \\
 V_d &= 1.3 \cdot 1.1 \cdot (g_a + g_p) l + 1.5 \cdot 1.2 \cdot g_c \cdot l \\
 &= 1.3 \cdot 1.1 \cdot (2.2 \text{ kN/m} + 0.8 \text{ kN/m}) \cdot 6 \text{ m} + 1.5 \cdot 1.2 \cdot 18 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m} \\
 &= 220.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



(a) Moment positif maximal



(b) Moment négatif et effort tranchant maximaux

Fig. 10.58 Position des charges pour obtenir les efforts maximaux au stade de construction (situation de risque n° 1).

- Situation de risque n° 2:

$$\begin{aligned}
 M_d^+ &= 1.3 \cdot 0.08 \cdot (g_a + g_p) l^2 + 1.5 \cdot 0.1013 \cdot q_m \cdot l^2 + 1.3 \cdot 0.08 \cdot g_c l^2 \\
 &= 1.3 \cdot 0.08 \cdot (2.2 \text{ kN/m} + 0.8 \text{ kN/m}) \cdot (6 \text{ m})^2 + 1.5 \cdot 0.1013 \cdot 2 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2 \\
 &\quad + 1.3 \cdot 0.08 \cdot 18 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2 = 89.7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_d^- &= 1.3 \cdot (-0.1) \cdot (g_a + g_p) l^2 + 1.5 \cdot (-0.1167) \cdot q_m \cdot l^2 + 1.3 \cdot (-0.1) \cdot g_c \cdot l^2 \\
 &= 1.3 \cdot (-0.1) \cdot (2.2 \text{ kN/m} + 0.8 \text{ kN/m}) \cdot (6 \text{ m})^2 + 1.5 \cdot (-0.1167) \cdot 2 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2 \\
 &\quad + 1.3 \cdot (-0.1) \cdot 18 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2 = -110.9 \text{ kNm} \\
 V_d &= 1.3 \cdot 1.1 \cdot (g_a + g_p) l + 1.5 \cdot 1.2 \cdot q_m \cdot l + 1.3 \cdot 1.1 \cdot g_c \cdot l \\
 &= 1.3 \cdot 1.1 \cdot (2.2 \text{ kN/m} + 0.8 \text{ kN/m}) \cdot 6 \text{ m} + 1.5 \cdot 1.2 \cdot 2 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m} \\
 &\quad + 1.3 \cdot 1.1 \cdot 18 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m} = 201.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

La situation de risque n°1 est déterminante.

- Stade définitif

Le calcul des efforts intérieurs est effectué selon la méthode élastique-plastique d'une poutre à inertie constante (section non fissurée). On peut donc admettre une redistribution des moments sur appui de 30% (tab. 10.26).

- Charge permanente:

$$g = g_a + g_b + q_{fin} = 2.2 \text{ kN/m} + 18.8 \text{ kN/m} + 12.8 \text{ kN/m} = 33.8 \text{ kN/m}$$

Moments élastiques

$$M_1 = 0.08 g l^2 = 0.08 \cdot 33.8 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2 = 97.3 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 0.025 g l^2 = 0.025 \cdot 33.8 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2 = 30.4 \text{ kNm}$$

$$M_B = -0.1 g l^2 = -0.1 \cdot 33.8 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2 = -121.7 \text{ kNm}$$

Moments redistribués (fig. 10.59)

$$M_B = (1 - 0.3) \cdot (-121.7 \text{ kNm}) = -85.2 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 30.4 \text{ kNm} + 0.3 \cdot 121.7 \text{ kNm} = 66.9 \text{ kNm}$$

$$M_1 = -\frac{g x^2}{2} + R_A x = \frac{-33.8 \text{ kN/m} \cdot (2.58 \text{ m})^2}{2} + 87.2 \text{ kN} \cdot 2.58 \text{ m} = 112.5 \text{ kNm}$$

$$\text{avec } V_{A,d} = R_A = \frac{-M_B}{l} + \frac{g l}{2} = \frac{-85.2 \text{ kNm}}{6 \text{ m}} + \frac{33.8 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m}}{2} = 87.2 \text{ kN}$$

$$V_{B,g} = R_B = \frac{M_B}{l} + \frac{g l}{2} = \frac{85.2 \text{ kNm}}{6} + \frac{33.8 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m}}{2} = 115.6 \text{ kN}$$

Position du point de moment maximal (effort tranchant nul)

$$x = \frac{R_A}{R_A + R_B} l = \frac{87.2 \text{ kN}}{87.2 \text{ kN} + 115.6 \text{ kN}} \cdot 6 \text{ m} = 2.58 \text{ m}$$

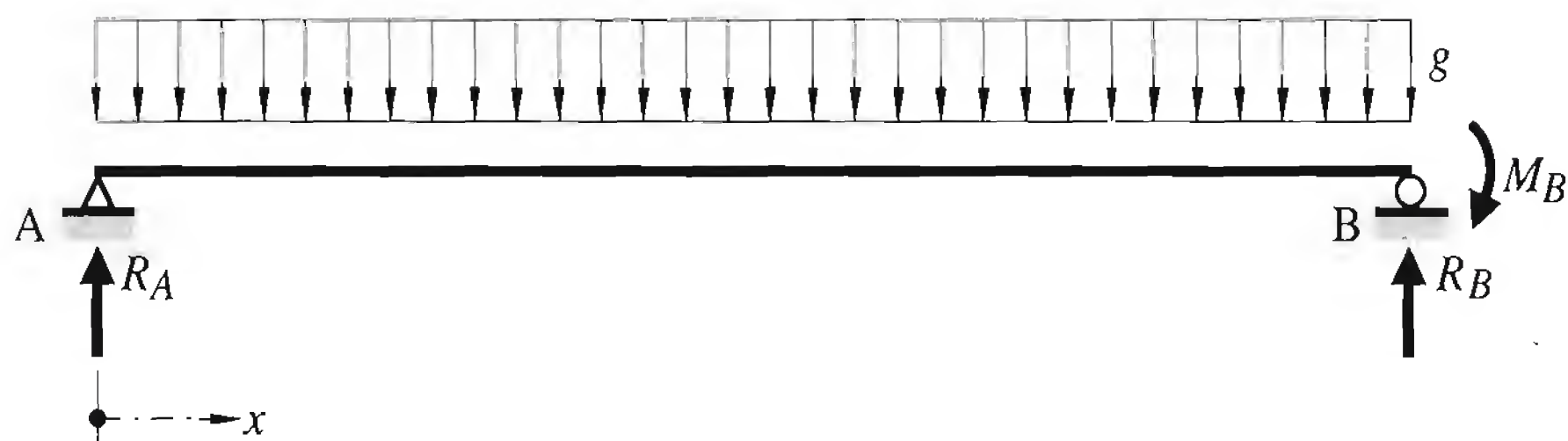


Fig. 10.59 Redistribution des moments sur la travée de rive.

- Charge utile:

$$q_r = 24 \text{ kN/m}$$

La position des charges provoquant le moment maximal sur appui est illustrée à la figure 10.60(b).

Moment élastique

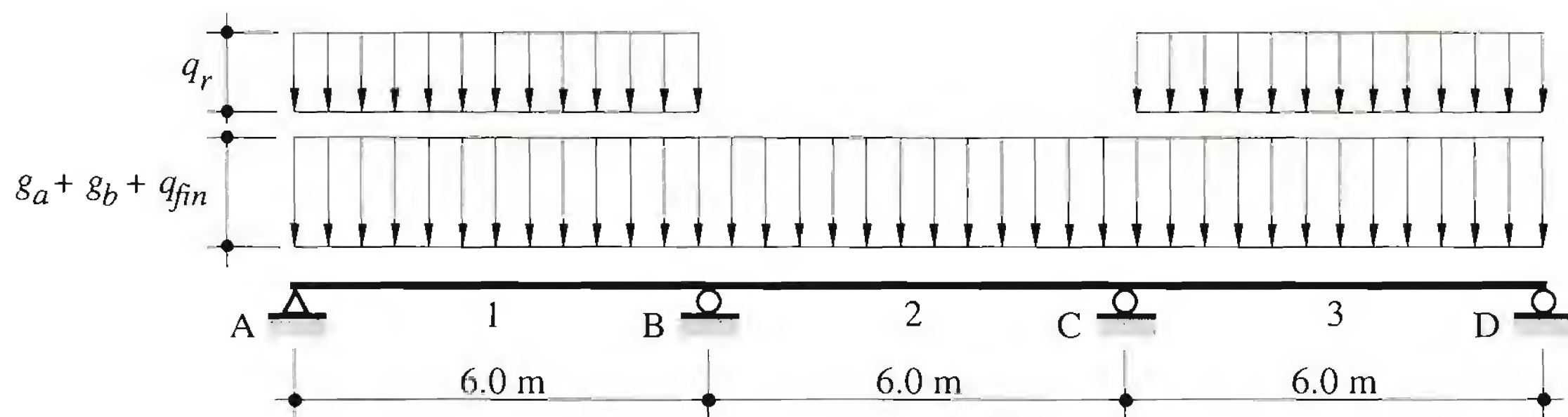
$$M_B = -0.1167 q_r l^2 = -0.1167 \cdot 24 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2 = -100.8 \text{ kNm}$$

Moment redistribué

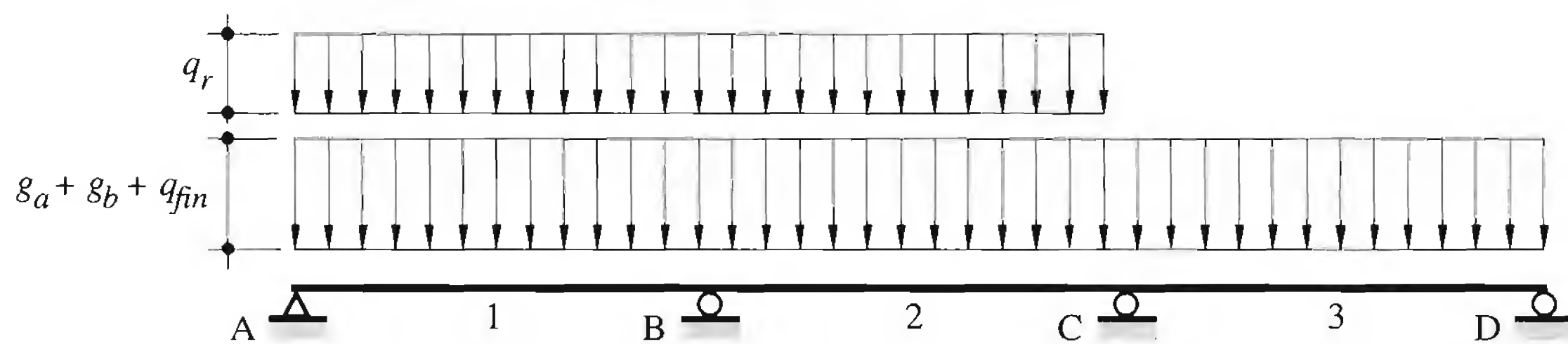
$$M_B = (1 - 0.3) \cdot (-100.8 \text{ kNm}) = -70.6 \text{ kNm}$$

$$V_{B,g} = R_B = \frac{M_B}{l} + \frac{q_r l}{2} = \frac{70.6 \text{ kNm}}{6 \text{ m}} + \frac{24 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m}}{2} = 83.8 \text{ m}$$

La position des charges provoquant le moment maximal dans la première travée est illustrée à la figure 10.60(a).



(a) Moment positif maximal



(b) Moment négatif et effort tranchant maximaux

Fig. 10.60 Position des charges pour obtenir les efforts élastiques maximaux au stade définitif.

Moments élastiques

$$M_B = -0.05 q_r l^2 = -0.05 \cdot 24 \text{ kN/m} \cdot (6\text{m})^2 = -43.2 \text{ kNm}$$

$$M_1 = 0.1013 q_r l^2 = 0.1013 \cdot 24 \text{ kN/m} \cdot (6\text{m})^2 = 87.5 \text{ kNm}$$

Moments redistribués

$$M_B = (1 - 0.3) \cdot (-43.2 \text{ kNm}) = -30.2 \text{ kNm}$$

$$M_1 = \frac{-q_r x^2}{2} + R_A x = \frac{-24 \text{ kNm} \cdot (2.79 \text{ m})^2}{2} + 67.0 \text{ kN} \cdot 2.79 \text{ m} = 93.4 \text{ kN}$$

$$\text{avec } V_{A,d} = R_A = -\frac{M_B}{l} + \frac{q_r l}{2} = \frac{-30.2 \text{ kNm}}{6 \text{ m}} + \frac{24 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m}}{2} = 67.0 \text{ kN}$$

$$V_{B,g} = R_B = \frac{M_B}{l} + \frac{q_r l}{2} = \frac{30.2 \text{ kNm}}{6 \text{ m}} + \frac{24 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m}}{2} = 77.0 \text{ kN}$$

$$x = \frac{R_A}{R_A + R_B} l = \frac{67.0 \text{ kN}}{67.0 \text{ kN} + 77.0 \text{ kN}} \cdot 6 \text{ m} = 2.79 \text{ m}$$

– Efforts de dimensionnement:

En travée

$$M_d^+ = 1.3 \cdot 112.5 \text{ kNm} + 1.5 \cdot 93.4 \text{ kNm} = 286.4 \text{ kNm}$$

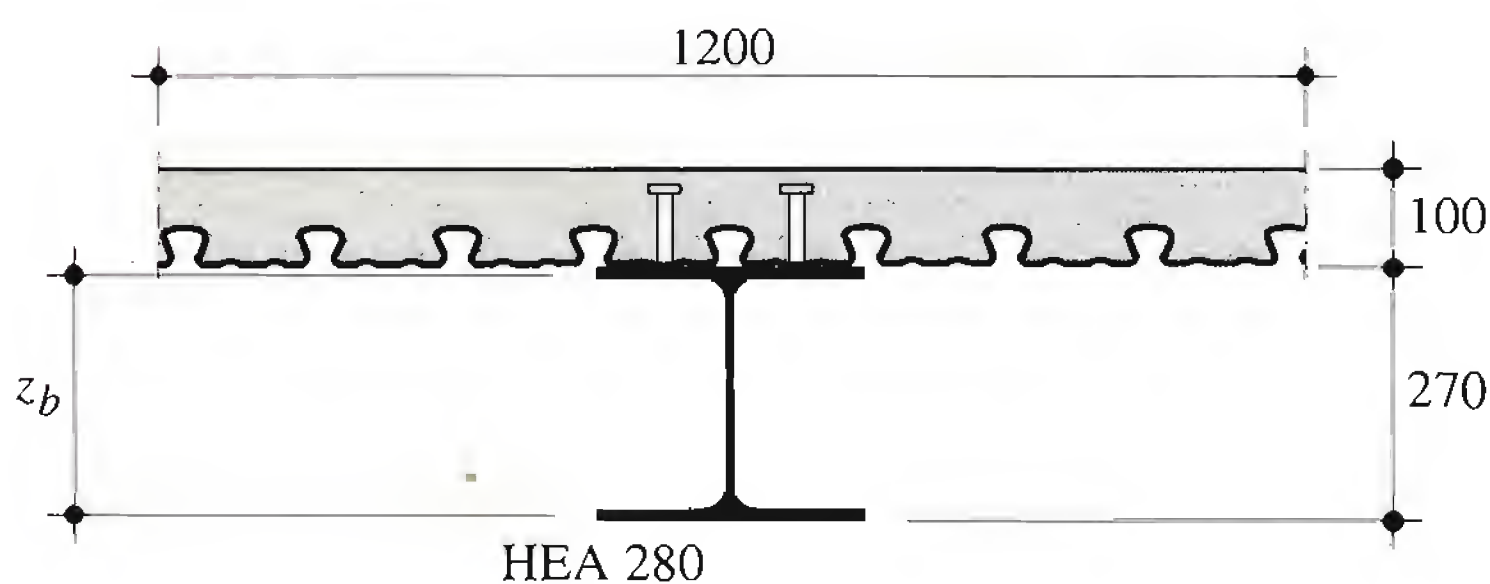
Sur appui

$$M_d^- = 1.3 \cdot (-85.2 \text{ kNm}) + 1.5 \cdot (-70.6 \text{ kNm}) = -216.6 \text{ kNm}$$

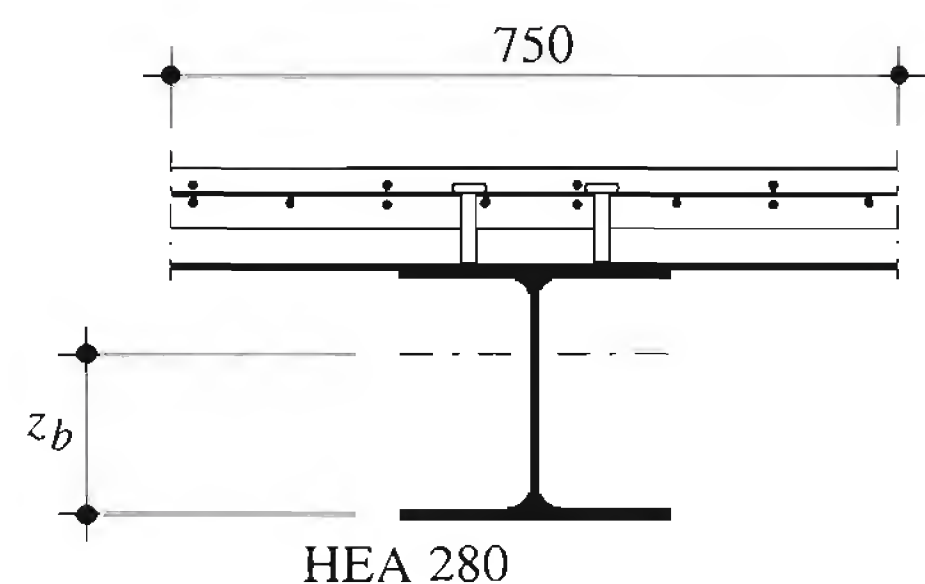
$$V_d = 1.3 \cdot 115.6 + 1.5 \cdot 83.8 = 276.0 \text{ kN}$$

Sécurité structurale

- Stade de construction
 - Résistance en section (voir § 10.7.2):
 $M_{el} = 237.4 \text{ kNm}$
 $V_R = 279.0 \text{ kN}$
 - Vérifications:
 $M_d^- = 127.5 \text{ kNm} \leq \frac{M_{el}}{\gamma_R} = \frac{237.4 \text{ kNm}}{1.1} = 215.8 \text{ kNm} \quad \text{OK}$
 $V_d = 220.1 \text{ kN} \leq \frac{V_R}{\gamma_R} = \frac{279.0 \text{ kN}}{1.1} = 253.6 \text{ kN} \quad \text{OK}$
- Stade définitif
 - Résistance des sections en travée de rive:
 Largeur participante (fig. 10.61(a))
 Dans cet exemple, nous utilisons la largeur participante $b_{ef, travée}$ définie dans l'Eurocode 4 (TGC vol. 10, § 5.8.2), avec:
 $l_0 = 0.8 l = 0.8 \cdot 6000 \text{ mm} = 4800 \text{ mm}$
 $b_{ef, travée} = 2 \cdot \frac{l_0}{8} = 2 \cdot \frac{4800 \text{ mm}}{8} = 1200 \text{ mm}$
 $A_c = h_{c, eq} \cdot b_{ef, travée} = 86.4 \text{ mm} \cdot 1200 \text{ mm} = 103.7 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
 $f_c = 16 \text{ N/mm}^2$
 $n_{pl} = \frac{f_{ya}}{f_c} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{16 \text{ N/mm}^2} = 14.7$
 Position de l'axe neutre
 $A_a = 9730 \text{ mm}^2 > \frac{A_c}{n_{pl}} = \frac{103\,700 \text{ mm}^2}{14.7} = 7054 \text{ mm}^2$
 \Rightarrow L'axe neutre se situe dans le profilé. La tôle, comprimée, est négligée.
 $A_a - 4 \cdot ct = 9730 \text{ mm}^2 - 4 \cdot 140 \text{ mm} \cdot 13 \text{ mm} = 2450 \text{ mm}^2 \leq \frac{A_c}{n_{pl}} = 7054 \text{ mm}^2$
 \Rightarrow L'axe neutre se situe dans l'aile supérieure du profilé.
 Position de l'axe neutre
 $z_b = h_a + \frac{1}{4c} \left(\frac{A_c}{n_{pl}} - A_a \right) = 270 \text{ mm} + \frac{1}{4 \cdot 140 \text{ mm}} \cdot (7054 \text{ mm}^2 - 9730 \text{ mm}^2) = 265 \text{ mm}$



(a) Section en travée de rive



(b) Section sur appui

Fig. 10.61 Sections transversales du sommier mixte continu en travée et sur appui.

Module plastique

$$\begin{aligned} Z_b &= \frac{A_c}{n_{pl}} z_c - A_a z_a + 2c \left(h_a^2 - z_b^2 \right) \\ &= 7054 \text{ mm}^2 \cdot \left(270 \text{ mm} + 100 \text{ mm} - \frac{86.4 \text{ mm}}{2} \right) - 9730 \text{ mm}^2 \cdot \frac{270 \text{ mm}}{2} \\ &\quad + 280 \text{ mm} \cdot \left[(270 \text{ mm})^2 - (265 \text{ mm})^2 \right] = 1741 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Moment plastique

$$M_{pl}^+ = f_y Z_b = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 1741 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 409.1 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 409.1 \text{ kNm}$$

Suite à un prédimensionnement au cisaillement longitudinal, nous choisissons une connexion partielle avec un degré de connexion de 0.6. La résistance ultime de la section diminue.

Résistance ultime à la flexion

$$M_{pl,partiel}^+ = M_{pla} + 0.6 (M_{pl,tot}^+ - M_{pla})$$

avec $M_{pla} = 261 \text{ kNm}$ (HEA280)

$$M_{pl,tot}^+ = 409.1 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,partiel}^+ = 261 \text{ kNm} + 0.6 \cdot (409.1 \text{ kNm} - 261 \text{ kNm}) = 349.9 \text{ kNm}$$

– Résistance des sections sur appui:

Largeur participante $b_{ef,appui}$ (fig. 10.61(b)), avec:

$$l_0 = 0.25 \cdot 2l = 0.25 \cdot 2 \cdot 6000 \text{ mm} = 3000 \text{ mm}$$

$$b_{ef,appui} = 2 \frac{l_0}{8} = 2 \cdot \frac{3000 \text{ mm}}{8} = 750 \text{ mm}$$

$$A_{ct} = h_{c,eq} b_{ef,appui} = 86.4 \text{ mm} \cdot 750 \text{ mm} = 64.8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Estimation de l'armature selon SIA 162 (armature minimale)

$$A_s = \frac{\alpha \beta f_{ct} A_{ct}}{f_{ys}} = \frac{1.2 \cdot 0.85 \cdot 2 \text{ N/mm}^2 \cdot 64.8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}{460 \text{ N/mm}^2} = 287 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pour } 1 \text{ m} : = \frac{287 \text{ mm}^2}{0.75 \text{ m}} = 383 \text{ mm}^2$$

Choix: $\phi 10 \text{ mm}$, $s = 200 \text{ mm}$, $A_s = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$

Position de l'axe neutre (tab. 10.23)

$$n_{pls} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{460 \text{ N/mm}^2} = 0.51$$

$$A_s = 393 \text{ mm}^2 / \text{m} \cdot 0.75 \text{ m} = 295 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_a &= 4ct + (h_a - 2t)d = 4 \cdot 140 \text{ mm} \cdot 13 \text{ mm} + (270 \text{ mm} - 2 \cdot 13 \text{ mm}) \cdot 8 \text{ mm} \\ &= 9230 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_a - 4ct = 9230 \text{ mm}^2 - 4 \cdot 140 \text{ mm} \cdot 13 \text{ mm} = 1950 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_s}{n_{pls}} = \frac{295 \text{ mm}^2}{0.51} = 578 \text{ mm}^2$$

$$A_a - 4ct > \frac{A_s}{n_{pls}} \Rightarrow 1950 \text{ mm}^2 > 578 \text{ mm}^2 \quad (\text{axe neutre dans l'âme du profilé})$$

$$\begin{aligned} z_b &= \frac{1}{2d} \left(\frac{A_s}{n_{pls}} - A_a \right) + \frac{2ct}{d} + h_a - t \\ &= \frac{1}{2 \cdot 8 \text{ mm}} \cdot (578 \text{ mm}^2 - 9230 \text{ mm}^2) + \frac{2 \cdot 140 \text{ mm} \cdot 13 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} + 270 \text{ mm} - 13 \text{ mm} \\ &= 171 \text{ mm} \end{aligned}$$

Module plastique

$$\begin{aligned}
 Z_b &= \frac{A_s}{n_{pls}} z_s - A_a \cdot z_a + 4 ct \left(h_a - \frac{t}{2} \right) + d (h_a - t)^2 - d z_b^2 \\
 &= 578 \text{ mm}^2 \cdot 341 \text{ mm} - 9230 \text{ mm}^2 \cdot \frac{270 \text{ mm}}{2} + 4 \cdot 140 \text{ mm} \cdot 13 \text{ mm} \\
 &\quad \left(270 \text{ mm} - \frac{13 \text{ mm}}{2} \right) + 8 \text{ mm} (270 \text{ mm} - 13 \text{ mm})^2 - 8 \text{ mm} \cdot (171 \text{ mm})^2 \\
 &= 1160 \cdot 10^3 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

Moment plastique

$$M_{pl}^- = f_y Z_b = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 1160 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 272.6 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 272.6 \text{ kNm}$$

– Vérifications:

$$M_d^+ = 286.4 \text{ kNm} \leq \frac{M_{pl, part}^+}{\gamma_R} = \frac{349.9 \text{ kNm}}{1.1} = 318.1 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$M_d^- = 216.6 \text{ kNm} \leq \frac{M_{pl}^-}{\gamma_R} = \frac{272.6 \text{ kNm}}{1.1} = 247.8 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$V_d = 276.0 \text{ kN} \leq \frac{V_{pl}}{\gamma_R} = \frac{279.0 \text{ kN}}{1.1} = 253.6 \text{ kN}$$

La vérification de l'effort tranchant n'est pas satisfaite. Il faut choisir un HEA 300 à la place du HEA 280 afin que la sécurité structurale soit assurée.

Calcul de la connexion

- Efforts rasants

L'axe neutre en travée étant dans le profilé métallique, on obtient:

$$\begin{aligned}
 41641 F_v^+ &= f_c A_c = 16 \text{ N/mm}^2 \cdot 103\,700 \text{ mm}^2 = 1660 \cdot 10^3 \text{ N} = 1660 \text{ kN} \\
 F_v^- &= f_{ys} A_s = 460 \text{ N/mm}^2 \cdot 295 \text{ mm}^2 = 136 \cdot 10^3 \text{ N} = 136 \text{ kN} \text{ (treillis négligé)}
 \end{aligned}$$

- Nombre de goujons

Goujons $d_D = 16 \text{ mm}$, $h_D = 75 \text{ mm}$: $V_{RD} = 63 \text{ kN}$ (tab. 10.37)

Le nombre de goujons s'élève donc à:

$$N^+ \geq \frac{0.6 F_v^+}{V_{RD}} = \frac{0.6 \cdot 1660 \text{ kN}}{63 \text{ kN}} = 15.8 \Rightarrow N^+ = 16$$

$$N^- \geq \frac{F_v^-}{V_{RD}} = \frac{136 \text{ kN}}{63 \text{ kN}} = 2.2 \Rightarrow N^- = 3$$

Travées de rive: $N_{tot} = 2 N^+ + N^- = 2 \cdot 16 + 3 = 35$ goujons

Travée centrale: $N_{tot} = 2 N^+ + 2 N^- = 2 \cdot 16 + 2 \cdot 3 = 38$ goujons

- Répartition des goujons (fig. 10.62) selon éq. (10.90)

Espacement minimal entre les goujons: $5 d_D = 5 \cdot 16 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$

Espacement maximal: 600 mm ou $4 h_D = 4 \cdot 75 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$

Cisaillement longitudinal

Calcul plastique

- Effort de cisaillement longitudinal par unité de longueur

– Dans la zone des moments positifs, la travée centrale est déterminante:

$$v_{d, pl} = \frac{0.6 F_v^+}{l_i} = \frac{0.6 \cdot 1660 \cdot 10^3 \text{ N}}{2000 \text{ mm}} = 498 \text{ N/mm}$$

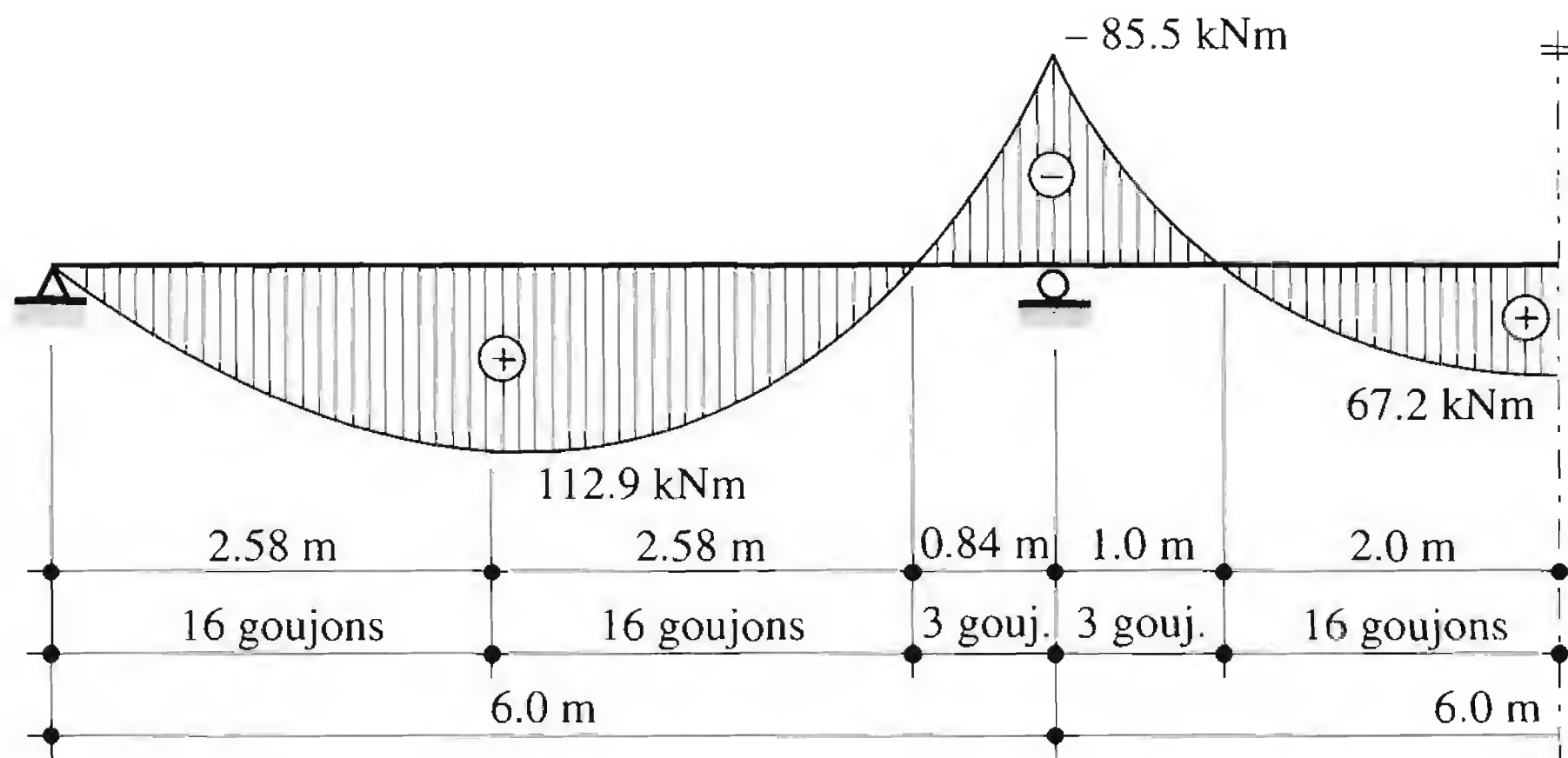


Fig. 10.62 Diagramme des moments redistribués et répartition des goujons.

- Dans la zone des moments négatifs, la travée de rive est déterminante :

$$v_{d,pl} = \frac{F_v^-}{l_i} = \frac{136 \cdot 10^3 \text{ N}}{840} = 162 \text{ N/mm}$$

- Effort de cisaillement longitudinal par unité de longueur et par plan A-A

- moments positifs :

$$b_{ef} = 2 \cdot \frac{0.7 l}{8} = 2 \cdot 0.7 \cdot \frac{6000 \text{ mm}}{8} = 1050 \text{ mm}$$

$$v_{d,pl}(A-A) = v_{d,pl} \frac{b_{ef} - 2c}{2b_{ef}} = 498 \text{ N/mm} \cdot \frac{1050 \text{ mm} - 300 \text{ mm}}{2 \cdot 1050 \text{ mm}} = 178 \text{ N/mm}$$

- moments négatifs :

$$\begin{aligned} v_{d,pl}(A-A) &= v_{d,pl} \frac{b_{ef} - 2c}{2b_{ef}} \\ &= 162 \text{ N/mm} \cdot \frac{750 \text{ mm} - 300 \text{ mm}}{2 \cdot 750 \text{ mm}} = 48.6 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Cas déterminant (moments positifs): $v_{d,pl}(A-A) = 178 \text{ N/mm}$

- Effort de cisaillement longitudinal par unité de longueur et par plan B-B

- moments positifs :

$$v_{d,pl}(B-B) = v_{d,pl} = 498 \text{ N/mm}$$

- moments négatifs :

$$v_{d,pl}(B-B) = v_{d,pl} = 162 \text{ N/mm}$$

- Résistance au cisaillement longitudinal par unité de longueur et selon le plan A-A

$$v_R = \min \left(0.9 A_{cv} \eta \tau_c + A_s f_{ys} ; 0.23 A_{cv} \eta f_c \right)$$

avec $A_{cv} = 60 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 60 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

$$\eta = 1$$

$$\tau_c = 0.9 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 126 \text{ mm}^2 (\phi 4 \text{ mm}, s = 100 \text{ mm})$$

$$f_{ys} = 520 \text{ N/mm}^2$$

$$f_c = 16 \text{ N/mm}^2$$

$$v_R = \min \left(0.9 \cdot 60 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 0.9 \text{ N/mm}^2 + 126 \text{ mm}^2 \cdot 520 \text{ N/mm}^2 ; \right. \\ \left. 0.23 \cdot 60 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 16 \text{ N/mm}^2 \right)$$

$$= \min (114 \text{ N/mm} ; 221 \text{ N/mm}) = 114 \text{ N/mm}$$

Vérification

$v_{d,pl}(A-A) = 178 \text{ N/mm} \leq v_R = 114 \text{ N/mm}$

La vérification n'est pas satisfaite. Nous choisissons donc d'augmenter l'armature :

$A_s = 283 \text{ mm}^2 \text{ (}\phi 6 \text{ mm, s = 100 mm, } f_{ys} = 460 \text{ N/mm}^2\text{)}$

$v_R = \min (244 \text{ N/mm}; 221 \text{ N/mm}) = 221 \text{ N/mm}$

Vérification

$178 \text{ N/mm} < 221 \text{ N/mm}$

OK

- Résistance au cisaillement longitudinal par unité de longueur et selon le plan B-B
largeur de la surface de cisaillement l_{cis} avec une rangée de goujons: 340 mm
largeur de la surface de cisaillement l_{cis} avec deux rangées de goujons: 373 mm
Cas déterminant: moments positifs avec deux rangées de goujons, $v_{d,pl} (B-B) = 498 \text{ N/mm}$
 $v_R = \min \left(0.9 A_{cv} \eta \tau_c + A_s f_{ys} ; 0.23 \cdot A_{cv} \eta f_c \right)$
avec $A_{cv} = 373 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 373 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
 $\eta = 1$
 $\tau_c = 0.9 \text{ N/mm}^2$
 $A_s = 2 \cdot 283 \text{ mm}^2 = 566 \text{ mm}^2 \text{ (double cisaillement)}$
 $f_{ys} = 460 \text{ N/mm}^2$
 $f_c = 16 \text{ N/mm}^2$
 $v_R = \min (0.9 \cdot 340 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 0.9 \text{ N/mm}^2 + 566 \text{ mm}^2 \cdot 460 \text{ N/mm}^2 ;$
 $0.23 \cdot 340 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 16 \text{ N/mm}^2)$
 $= \min (536 \text{ N/mm}; 1251 \text{ N/mm}) = 536 \text{ N/mm}$

Vérification

$v_{d,pl}(B-B) = 495 \text{ N/mm} \leq v_R = 536 \text{ N/mm}$

OK

Aptitude au service

- Stade de construction
Flèche due au poids propre des profilés et de la dalle:
 $w_2 = \frac{32.2 \cdot (g_a + g_b) l^4}{I_{ya}} = \frac{32.2 \cdot (2.33 \text{ kN/m} + 18.8 \text{ kN/m}) \cdot 10^3 \cdot (6 \text{ m})^4}{182.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 4.8 \text{ mm}$
Cette flèche représente 1 / 1250 de la portée et ne nécessite pas de mesures particulières.
- Stade définitif
Les inerties sont calculées à l'aide des formules du tableau 10.22. La détermination des flèches au stade définitif est effectuée à l'aide de la table de la publication SZS A3, annexe A4.3. Les principales grandeurs sont résumées dans le tableau 10.63.

Tableau 10.63 Résumé des principales grandeurs pour le calcul des flèches.

	Poids des finitions q_{fin}	Charge utile		Retrait
		$q_{ser,court}$	$q_{ser,long}$	
$q \text{ [kN/m]}$	12.8	16	8	
n	15.2	6.1	15.2	10.7
$I_b^- \text{ [} 10^6 \text{ mm}^4 \text{]}$	194.8	194.8	194.8	194.8
$I_b^+ \text{ [} 10^6 \text{ mm}^4 \text{]}$	334.1	438.8	334.1	368.8
I_b^- / I_b^+	0.58	0.41	0.58	0.53
$w_{max,h} / w_{max,f}$	0.91	0.87	0.91	0.895

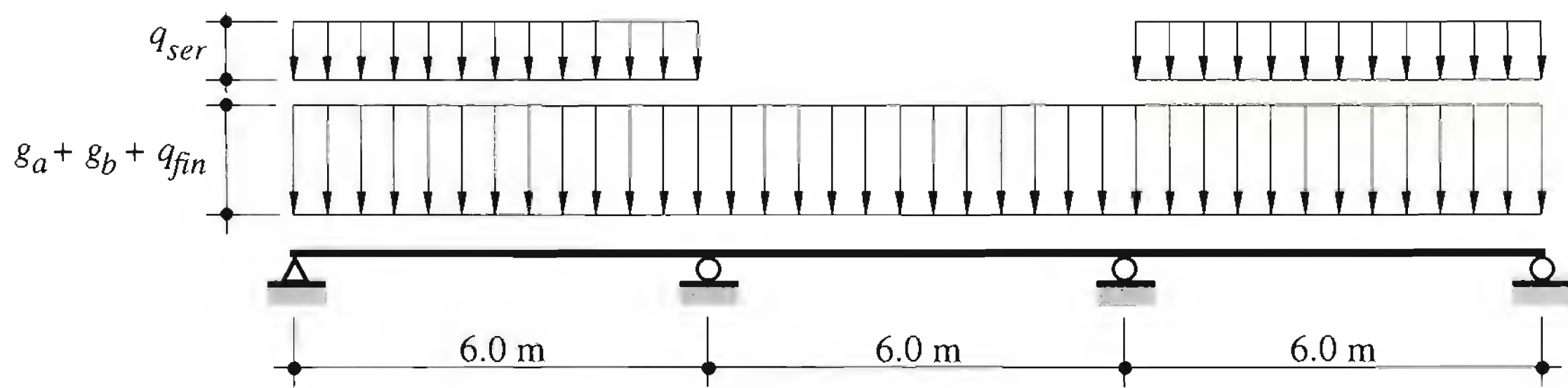


Fig. 10.64 Position des charges pour le calcul des flèches.

- Flèche maximale en travée pour une rigidité EI constante et une section homogène (fig. 10.64):

Poids propre

$$w'_2 = w(g_a + g_b) = 4.8 \text{ mm}$$

Finitions

$$w''_2 = w(q_{fin}) = \frac{32.2 \cdot q_{fin} l^4}{I_b^+} = \frac{32.2 \cdot 12.8 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{334.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 1.6 \text{ mm}$$

Retrait

$$w'''_2 = w_s = \frac{M_{cs} l^2}{19 EI_b^+} = \frac{425.3 \cdot 10^6 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^2}{19 \cdot 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 368.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 10.4 \text{ mm}$$

$$\text{avec } M_{cs} = N_{cs} (z_c - z_b) = 3297 \text{ kN} \cdot (0.360 \text{ m} - 0.231 \text{ m}) = 425.3 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} N_{cs} &= \varepsilon_{cs}(t) \cdot E_{cs} A_c = \varepsilon_{cs}(t) \frac{E_a}{n_s} A_c \\ &= 0.35 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{210 \text{ kN/mm}^2}{10.7} \cdot 8000 \text{ mm} \cdot 60 \text{ mm} = 3297 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$z_c = 290 \text{ mm} + 100 \text{ mm} - \frac{60 \text{ mm}}{2} = 360 \text{ mm}$$

Charge utile de courte durée

$$w_4 = w(q_{ser,court}) = \frac{47.1 \cdot q_{ser,court} l^4}{I_b^+} = \frac{47.1 \cdot 16 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{438.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 2.24 \text{ mm}$$

Charge utile de longue durée

$$w_3 = w(q_{ser,long}) = \frac{47.1 \cdot q_{ser,long} l^4}{I_b^+} = \frac{47.1 \cdot 8 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{334.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 1.46 \text{ mm}$$

- Vérification des flèches:

Rigidité + confort

$$w_4 = w_{q_{ser,court}} = 2.24 \text{ mm} \leq \frac{l}{350} = \frac{6000 \text{ mm}}{350} = 17.1 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Fonctionnement + aspect

$$w_2 + w_3 = 16.8 \text{ mm} + 1.46 \text{ mm} = 18.26 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = \frac{6000 \text{ mm}}{300} = 20 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$\text{avec } w_2 = w'_2 + w''_2 + w'''_2 = 4.8 \text{ mm} + 1.6 \text{ mm} + 10.4 \text{ mm} = 16.8 \text{ mm}$$

Aucune contreflèche n'est nécessaire.

Remarque

Sans la connexion entre l'acier et le béton, le profilé nécessaire serait un HEA 320 à la place d'un HEA 300.

10.7.4 Vérification de la vibration d'un plancher

Donnée

Le plancher de 42 m par 24 m du bâtiment représenté à la figure 10.65 est destiné à recevoir une charge utile uniformément répartie de 3 kN/m^2 . Il est constitué d'une dalle avec tôle profilée de 100 mm d'épaisseur. Le poids des finitions (chape, galandages, faux plafonds) est de 1.6 kN/m^2 .

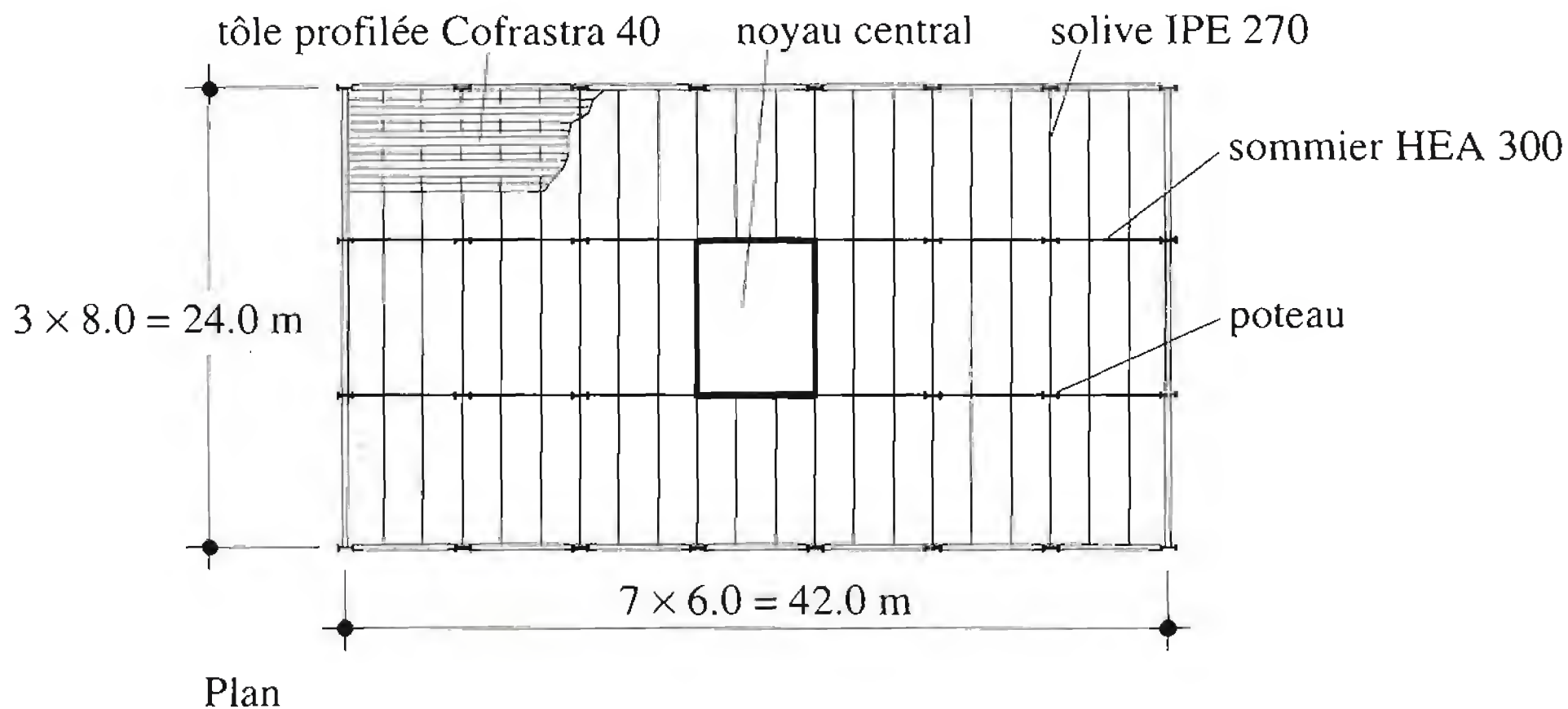


Fig. 10.65 Plancher mixte à vérifier.

Système statique

L'ossature métallique qui supporte la dalle est composée de sommiers à trois travées continues de 6 m de portée, équidistants de 8 m, et de solives transversales en poutre simple de 8 m de portée, équidistantes de 2 m. Les semelles supérieures des sommiers et des solives sont au même niveau. Les poutres ne sont pas étayées lors du bétonnage.

Le dimensionnement du plancher donne les résultats suivants (calcul élastique-plastique, § 10.7.1 et 10.7.3):

solives IPE 270, acier S235,
sommiers HEA 300, acier S235.

Fréquence propre d'une solive

Le moment d'inertie est calculé sur la base d'une largeur participante $b_1 = b_{sol} = 2000 \text{ mm}$, d'une épaisseur de dalle $h_{c,eq} \cong h_c = 100 \text{ mm}$ et d'un coefficient d'équivalence acier-béton

$$n = E_a / E_c = 210 \text{ kN/mm}^2 / 34.4 \text{ kN/mm}^2 = 6.1.$$

Position de l'axe neutre par rapport à la fibre inférieure de la poutre:

$$A_a (h - z_a - h_c) = 4590 \text{ mm}^2 \cdot (370 \text{ mm} - 135 \text{ mm} - 100 \text{ mm}) = 849\,150 \text{ mm}^3$$

$$\frac{A_c}{n_{el}} \frac{h_c}{2} = \frac{2000 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm}}{6.1} \cdot \frac{100 \text{ mm}}{2} = 1\,639\,344 \text{ mm}^3$$

$$A_a (h - z_a - h_c) < \frac{A_c}{n_{el}} \frac{h_c}{2} \Rightarrow 849\,150 \text{ mm}^3 < 1\,639\,344 \text{ mm}^3 \Rightarrow \text{axe neutre dans la dalle}$$

$$z_b = h - \frac{n_{el} A_a}{b_{ef}} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b_{ef}}{n_{el} A_a} (h - z_a)} \right]$$

$$= 370 \text{ mm} - \frac{6.1 \cdot 4590 \text{ mm}^2}{2000 \text{ mm}} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 2000 \text{ mm}}{6.1 \cdot 4590 \text{ mm}^2} (370 \text{ mm} - 135 \text{ mm})} \right]$$

$$= 301.7 \text{ mm}$$

Moment d'inertie:

$$\begin{aligned}
 I_b &= I_a + A_a (z_a - z_b)^2 + \frac{1}{3} \frac{b_{ef}}{n_{el}} (h - z_b)^3 = \\
 &= 57.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 + 4590 \text{ mm}^2 \cdot (135 \text{ mm} - 301.7 \text{ mm})^2 \\
 &\quad + \frac{1}{3} \cdot \frac{2000 \text{ mm}}{6.1} \cdot (370 \text{ mm} - 301.7 \text{ mm})^3 = 220.3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Masse à considérer:

$$\bar{m} = m_a + m_b + m_g \cong 36.1 \text{ kg/m} + 500 \text{ kg/m} + 320 \text{ kg/m} = 856 \text{ kg/m}$$

Fréquence:

$$f_{1,sol} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_a I_b}{\bar{m} l^4}} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{210 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2 \cdot 220.3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4}{856 \text{ kg/m} \cdot (8 \text{ m})^4}} = 5.7 \text{ s}^{-1}$$

Fréquence propre du sommier

Le sommier peut être considéré comme une poutre simple. Le moment d'inertie est calculé sur la base d'une largeur participante $b_2 = b_{som} = 8000 \text{ mm}$, d'une épaisseur de dalle $h = 100 \text{ mm}$ et d'un coefficient d'équivalence $n = 6.1$.

Position de l'axe neutre par rapport à la fibre inférieure de la poutre:

$$z_b = 333 \text{ mm}$$

Moment d'inertie:

$$I_b = 663 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Masse à considérer:

$$\bar{m} = m_a + m_b + m_{qfin} = 88.3 \text{ kg/m} + 2000 \text{ kg/m} + 1280 \text{ kg/m} = 3370 \text{ kg/m}$$

Fréquence:

$$f_{1,som} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{210 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2 \cdot 663 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4}{3370 \text{ kg/m} \cdot (6 \text{ m})^4}} = 8.8 \text{ s}^{-1}$$

Fréquence propre du système

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{f_{1,sys}^2} &= \frac{1}{f_{1,sol}^2} + \frac{1}{f_{1,som}^2} = \frac{1}{(5.7 \text{ s}^{-1})^2} + \frac{1}{(8.8 \text{ s}^{-1})^2} = \frac{1}{(4.8 \text{ s}^{-1})^2} \\
 \Rightarrow f_{1,sys} &= 4.8 \text{ s}^{-1}
 \end{aligned}$$

Accélération maximale

La surface de plancher vaut: $42 \text{ m} \cdot 24 \text{ m} = 1008 \text{ m}^2$. En cas de plancher à deux niveaux de poutres, la surface du plancher à prendre en compte vaut:

$$\begin{aligned}
 b l &= \left(\frac{f_{1,sys}}{f_{1,sol}} \right)^2 b_{sol} l_{sol} + \left(\frac{f_{1,sys}}{f_{1,som}} \right)^2 b_{som} l_{som} \\
 &= \left(\frac{4.8 \text{ s}^{-1}}{5.7 \text{ s}^{-1}} \right)^2 \cdot 2 \text{ m} \cdot 8 \text{ m} + \left(\frac{4.8 \text{ s}^{-1}}{8.8 \text{ s}^{-1}} \right)^2 \cdot 8 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 25.40 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Le poids total du plancher vaut:

$$G_{tot} = \frac{0.883 \text{ kN/m}^2}{8} + \frac{0.361 \text{ kN/m}^2}{2} + 2.35 \text{ kN/m}^2 + 1.6 \text{ kN/m}^2 = 4.24 \text{ kN/m}^2$$

L'accélération maximale en pourcentage de l'accélération gravitationnelle est de :

$$a_0 = \frac{60 f_{1,sys}}{G_{tot} b l} = \frac{60 \cdot 4.8 \text{ s}^{-1}}{4.24 \text{ kN/m}^2 \cdot 25.40 \text{ m}^2} = 2.67 \% g$$

En introduisant a_0 et $f_{1,sys}$ dans le diagramme de la figure 10.51, on constate que le plancher est satisfaisant du point de vue des vibrations transitoires (personnes qui marchent sur le plancher) car le point $(a_0 ; f_{1,sys})$ est situé en dessous du seuil de tolérance pour un plancher fini ($\zeta = 0.6\%$).

Références

- [10.1] JOSI, G., LEBET, J.-P. et LIECHTI, P., *Comportement des poutres mixtes dans le bâtiment*, Publication ICOM 358, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Lausanne, 2000.
- [10.2] APK, *Construction métallique et mixte acier-béton*, Vol. 1 *Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4*, Eyrolles, Paris, 1996.
- [10.3] MURRAY, T.M., Design to Prevent Floor Vibrations, *AISC Engineering Journal*, Vol. 12, N° 3, 1975.
- [10.4] MURRAY, T.M., Acceptability Criterion for Occupant-Induced Floor Vibrations, *AISC Engineering Journal*, Vol. 18, N° 2, 1981.
- [10.5] CAN/CSA - S16.1 - M89, *Limit States Design of Steel Structures – A National Standard of Canada (Appendix G – Guide for Floor Vibrations)*, Canadian Standards Association, Rexdale (Toronto), Ontario, Canada, 1989.
- [10.6] BACHMANN H. *et al.*, *Vibration Problems in Structures – Practical Guidelines*, Birkhäuser Verlag, Basel, 1995.

11 Cadres de halles



Halle de sport Buchholz, Uster (ZH)

La structure porteuse est composée de cadres à trois articulations en profils composés à âme pleine. Les appuis sont de véritables articulations en fonte qui mettent en évidence la simplicité du système statique.

Maître de l'ouvrage : Stadt Uster

Architecte : Camenzind Gräfensteiner, Zurich

Ingénieur : R. Ambass, Uster, Geilinger Stahlbau, Bülach

Année de mise en service : 1998

Photo Patrik Borgeaud, Camenzind Gräfensteiner, Zurich

11.1 Introduction

Nous avons présenté au chapitre 3 différents systèmes porteurs de halles qu'il est possible de concevoir avec les produits en acier existant sur le marché. La plupart de ces systèmes porteurs sont plans et se présentent sous la forme de cadres (fig. 11.1). Un cadre est constitué d'une traverse (poutre simple ou continue), appelée ferme lorsqu'elle est constituée d'un treillis, et de montants qui servent d'appui à la traverse et reportent les charges vers les fondations. Traverse, montants, nœuds et pieds de montant constituent les éléments structuraux du cadre.

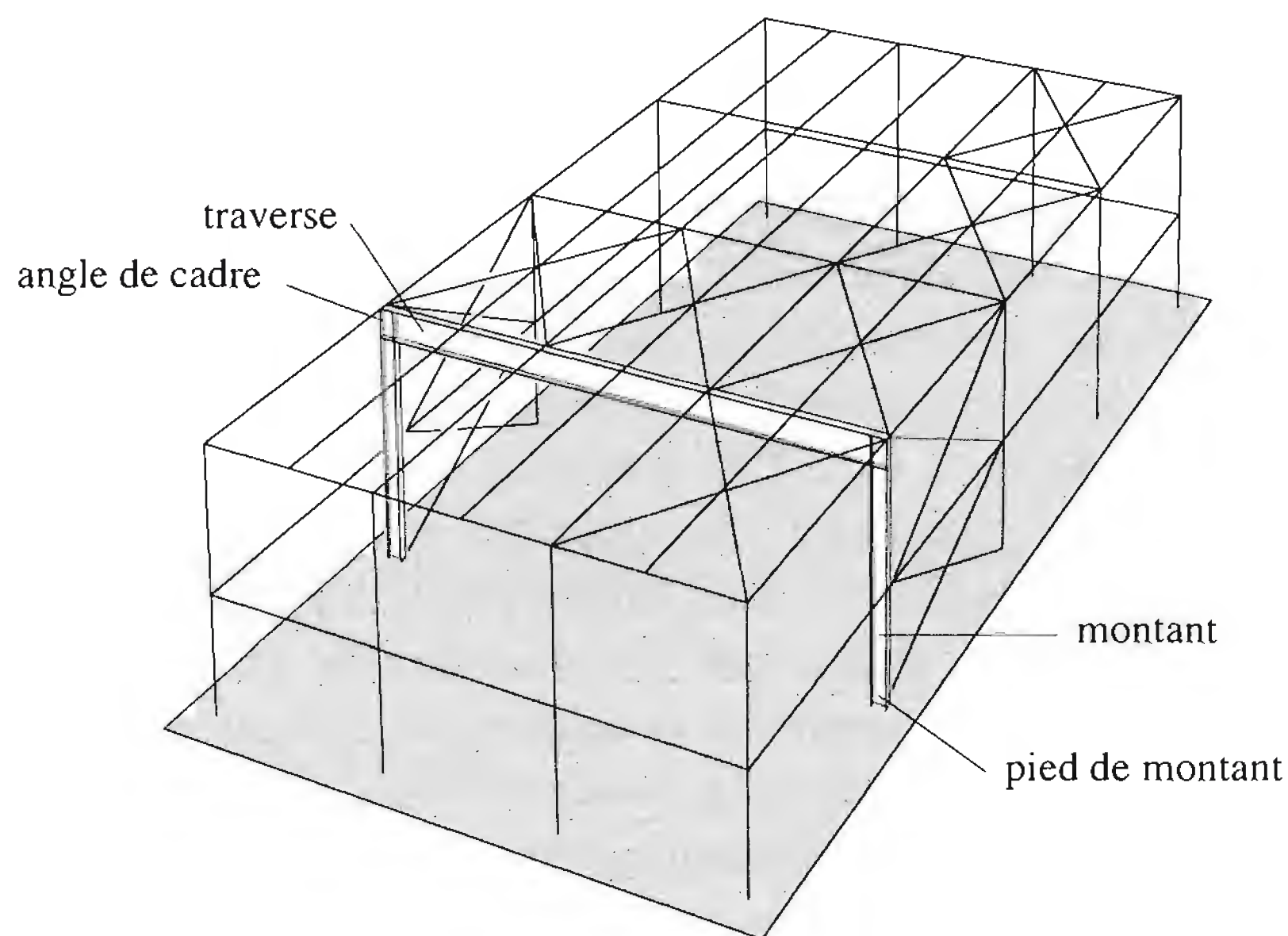


Fig. 11.1 Cadre de halle.

Pour le dimensionnement, un cadre peut être considéré en premier lieu dans sa globalité, puis comme la juxtaposition d'éléments structuraux. En tant que système statique global, le cadre est soumis à divers types d'actions, principalement constituées de forces, concentrées ou réparties, et éventuellement de couples. Un tel système fait l'objet d'un *calcul statique* (appelé *analyse globale* dans les Eurocodes), qui consiste en la détermination de l'intensité et de la répartition des efforts intérieurs associés à chaque situation de risque et accessoirement des déplacements. Une fois les résultats obtenus, l'ingénieur effectue une série de *vérifications* destinées à contrôler si globalement la sécurité structurale requise du cadre est assurée et si les critères d'aptitude au service sont satisfaits.

Pour la *vérification de la résistance* des éléments, voire des sections, on considère le cadre comme la juxtaposition d'éléments structuraux. Il est alors nécessaire que les interactions entre éléments adjacents soient extériorisées, ce qui ne peut se faire, en toute rigueur, qu'au terme du calcul statique, une fois que les efforts intérieurs sont connus. Lorsqu'il s'agit d'effectuer le *prédimensionnement* d'un cadre, celui-ci est aussi considéré comme un système formé de la juxtaposition d'éléments structuraux; toutefois, il faut être conscient que dans ce cas, on ne prend en compte que des valeurs approchées des efforts intérieurs et de leurs interactions.

Le présent chapitre est consacré au *calcul statique* des cadres. Après avoir exposé le comportement structural d'un cadre (sect. 11.2), nous présentons les différentes méthodes de calcul des efforts intérieurs (sect. 11.3) et les méthodes permettant de prendre en compte la stabilité des éléments

comprimés (sect. 11.4). Enfin nous exposons la procédure de dimensionnement des cadres comprenant les vérifications de la sécurité structurale et de l'aptitude au service (sect. 11.5) ainsi que deux exemples numériques de calcul statique et de dimensionnement d'un cadre de halle. Le dimensionnement détaillé des éléments de cadre, selon le principe de la juxtaposition des éléments structuraux, fait l'objet du chapitre 12.

11.2 Comportement structural d'un cadre

11.2.1 Influence de la rigidité des éléments

La répartition élastique des efforts intérieurs dans un cadre de géométrie donnée, soumis aux actions d'une situation de risque donnée, dépend des rapports des rigidités des éléments structuraux. Ainsi, pour le cadre rectangulaire de la figure 11.2(a), la traverse de longueur l a une rigidité valant EI_t/l et le montant de hauteur h une rigidité EI_m/h , où E désigne le module d'élasticité tandis que I_t et I_m sont les moments d'inertie, pour la flexion dans le plan du cadre, de la traverse (indice t) et de chacun des montants (indice m), respectivement. Le facteur qui gouverne la répartition des efforts intérieurs est donc le rapport $(EI_t h / EI_m l)$. Si ce rapport est très grand (fig. 11.2(b)), la traverse est très rigide comparativement au montant; elle peut alors être considérée comme une poutre simple tandis que les montants sont admis encastrés à leur sommet et soumis à un effort axial de compression égal à la réaction d'appui de la traverse chargée. Si, au contraire, ce rapport est faible (fig. 11.2(c)), les montants sont très rigides comparativement à la traverse; la traverse se comporte alors comme une poutre bi-encastrée tandis que les montants sont admis articulés en tête et soumis à un effort axial de compression concomitant à un moment de flexion égal au moment d'encastrement de la traverse chargée.

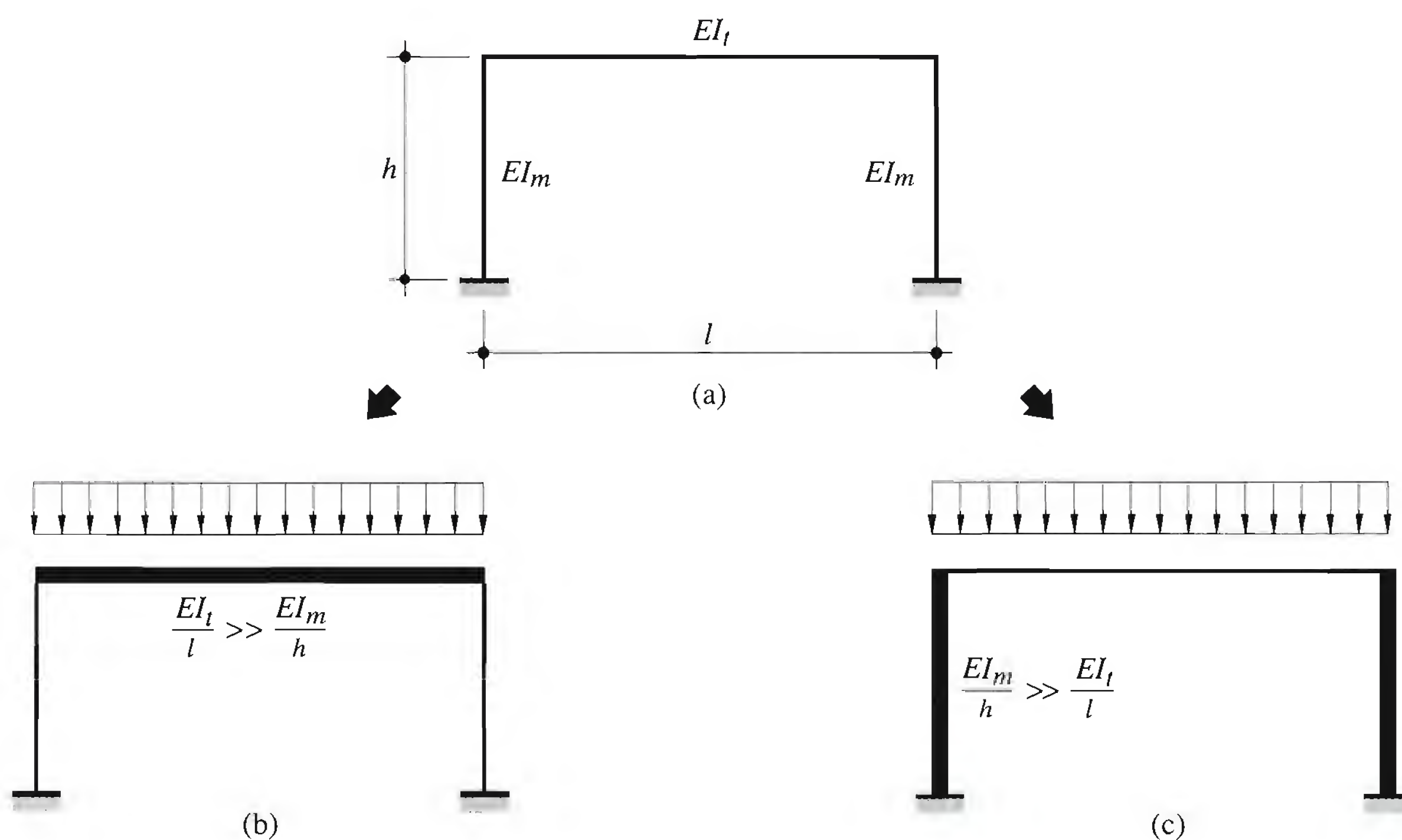


Fig. 11.2 Influence du rapport des rigidités traverse/montant.

Nous constatons que dans ces deux cas extrêmes, le cadre est assimilé à la juxtaposition de ses éléments structuraux, sans interaction entre eux. Dans la réalité, le rapport des rigidités respectives des éléments a toujours une valeur finie non nulle et il existe des interactions élastiques évidentes entre traverse et montants, qui ne sont rien d'autre que les efforts intérieurs assurant l'équilibre des efforts et la compatibilité des déplacements aux interfaces de ces éléments, déterminés lors du calcul statique du système global (fig. 11.3). C'est alors ce système formé de la juxtaposition d'éléments structuraux avec leurs interactions qui est utilisé pour *vérifier la résistance* des éléments du cadre (chap. 12).

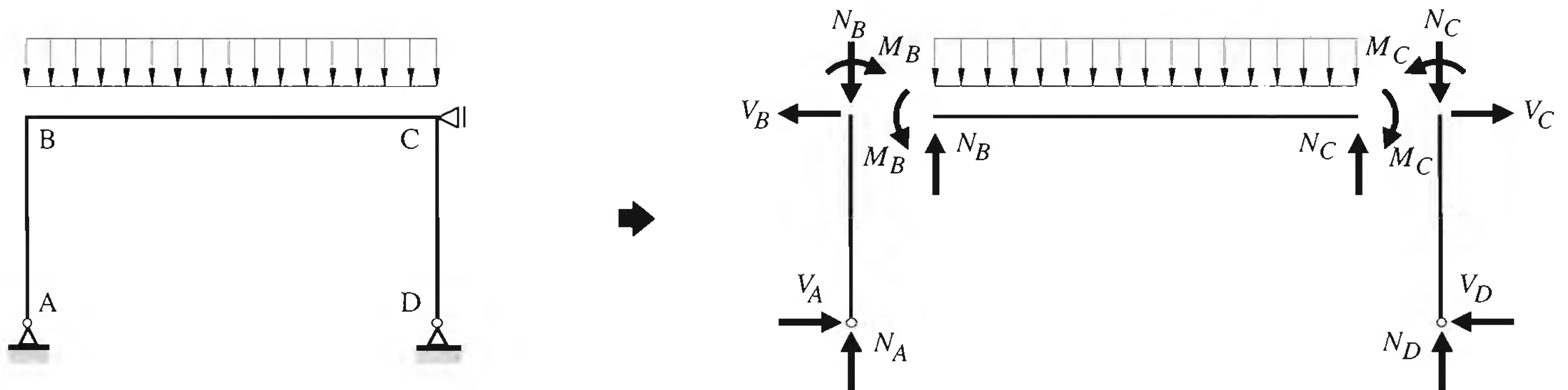


Fig. 11.3 Interaction entre les éléments d'un cadre.

11.2.2 Situations élémentaires d'un cadre

Le calcul statique d'un cadre vise principalement à déterminer la répartition qualitative et quantitative des efforts intérieurs (M , V , N) dans la structure lorsque celle-ci est soumise à une action donnée ou à un ensemble d'actions. Pour bien comprendre la manière dont un cadre réagit à ces diverses actions, nous allons examiner un certain nombre de situations élémentaires afin de mettre en évidence les différences de comportement structural.

Examinons le comportement d'un cadre tenu latéralement soumis successivement à l'action de forces verticales puis de forces horizontales (fig. 11.4). Nous admettons qu'à l'état non chargé, les montants sont parfaitement rectilignes et verticaux et que la traverse est parfaitement rectiligne et horizontale.

Si nous appliquons aux angles du cadre des forces concentrées verticales (fig. 11.4(a)), les efforts intérieurs n'existent que dans les montants; ils s'agit d'efforts axiaux de compression égaux à la force appliquée au sommet des montants. En d'autres termes, les éléments constituant le cadre ne sont nullement sollicités en flexion aussi longtemps que les montants restent rectilignes et ne flambent pas. Si les montants ont tendance à flamber, la traverse procure un encastrement partiel en tête de montant.

Considérons maintenant ce même cadre soumis à une charge uniformément répartie sur la traverse (fig. 11.4(b)). En raison de la continuité avec les montants, la flexion de la traverse sous l'action de la charge entraîne la flexion des montants. Ainsi, si la résultante de la charge répartie est la même que celle des forces concentrées du cas précédent, les montants sont davantage sollicités car la flexion se superpose à l'effort axial de compression. Cette sollicitation additionnelle influe non seulement sur les efforts intérieurs mais aussi sur les déformations, donc sur la résistance des montants.

Sous l'action d'une force concentrée horizontale (fig. 11.4(c)), un cadre tenu par un système de contreventement efficace situé dans le plan du cadre n'est en principe soumis à aucune flexion. Sa traverse a pour simple fonction de reporter la force horizontale appliquée vers le système de contreventement; les

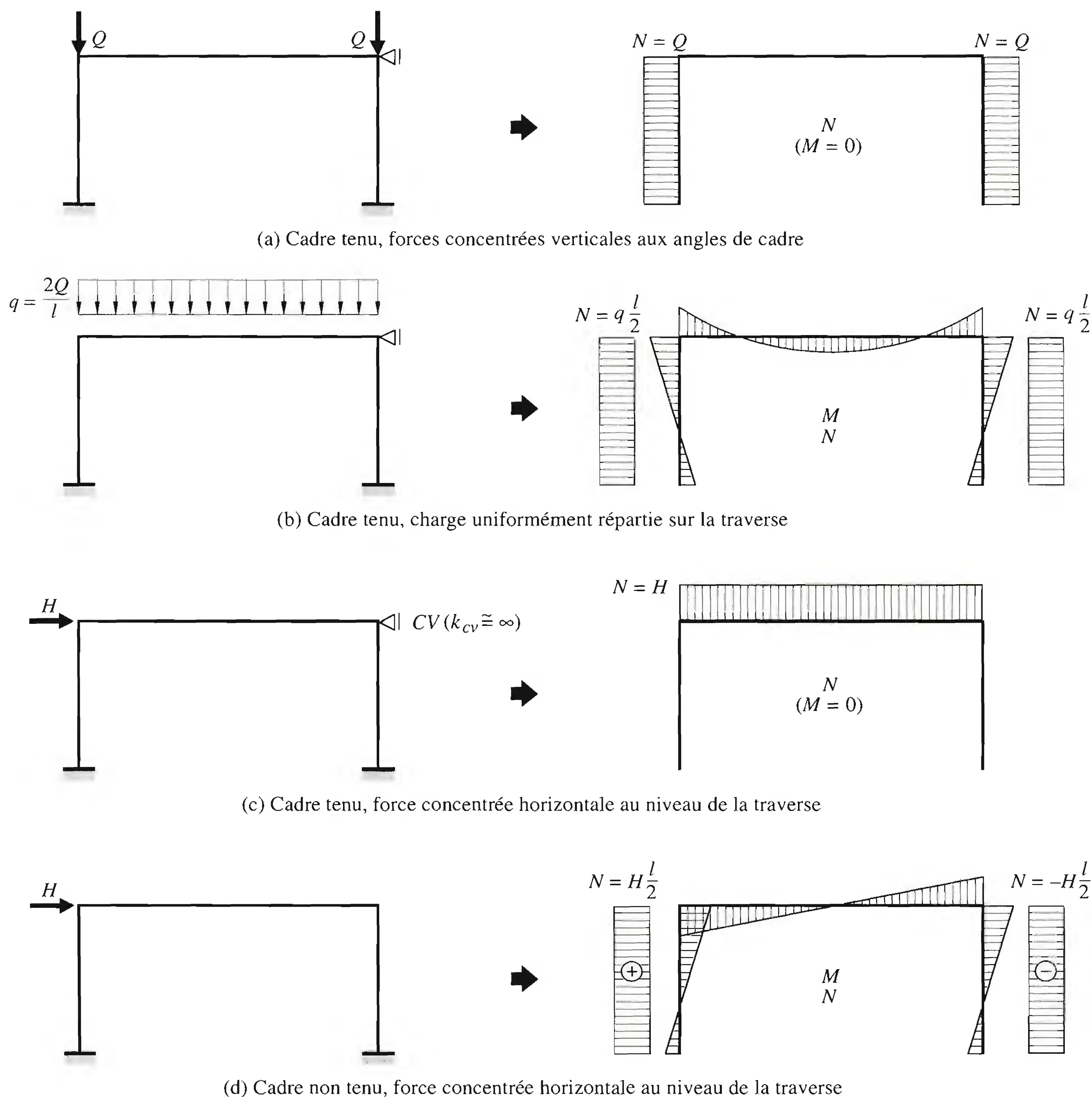


Fig. 11.4 Cadre tenu et non tenu latéralement soumis à diverses actions.

montants sont alors libres de tout effort intérieur. Cette même force horizontale appliquée à un cadre non tenu latéralement (fig. 11.4(d)) crée des réactions en pied de chacun des montants. Ces réactions génèrent une répartition antisymétrique du moment de flexion dans le cadre et des efforts normaux de signe opposé dans les montants. Le déplacement horizontal est donc la cause d'une modification substantielle dans la réponse structurale du cadre et de ses éléments; en particulier, la sollicitation des éléments et la déformation latérale du cadre en sont affectées.

11.2.3 Imperfections

Tout cadre construit est l'aboutissement d'interventions humaines : assemblage et montage d'éléments structuraux, eux-mêmes élaborés à partir de produits manufacturés. Il faut donc s'attendre à la présence d'un certain nombre d'imperfections, en particulier de nature géométrique. Désormais, la plupart des normes prescrivent que le calcul statique d'une structure soit effectué sur cette structure « imparfaite ». La nature des imperfections initiales à considérer dans l'état non chargé est définie de manière conventionnelle et leur valeur maximale est fixée forfaitairement sur la base d'un ensemble statistique de mesures effectuées sur site.

Imperfections globales d'ossature

Les imperfections globales d'ossature consistent conventionnellement en un faux aplomb des montants qui se traduit par une *rotation initiale* φ_0 de leur axe théorique par rapport à la verticale (fig. 11.5). Il s'agit d'une imperfection due au processus de montage de la structure.

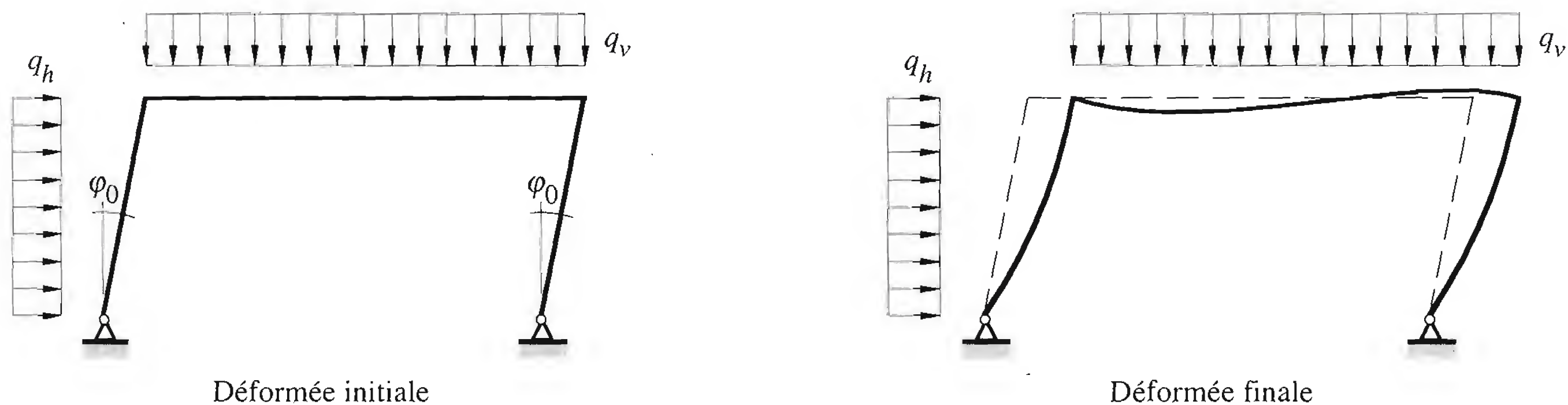


Fig. 11.5 Faux aplomb des montants.

A l'instar de l'Eurocode 3, la norme SIA 161 adopte la valeur maximale suivante de la rotation initiale :

$$\varphi_0 = \frac{k_m k_s}{200} \quad (11.1)$$

k_m : facteur tenant compte du nombre de montants n_m par cadre et par étage
 k_s : facteur tenant compte du nombre d'étages n_s

$$k_m = \sqrt{0.5 + 1/n_m} \leq 1.0 \quad (11.2)$$

$$k_s = \sqrt{0.2 + 1/n_s} \leq 1.0 \quad (11.3)$$

On notera que les nombres n_m et n_s interviennent sur la valeur de référence de 1/200 ; elles traduisent en fait la faible probabilité de voir tous les montants d'un même étage, d'une part, et tous les étages de l'ossature, d'autre part, présenter un faux aplomb de valeur maximale et dans la même direction. Cette *rotation initiale* s'applique dans toutes les directions horizontales mais n'est à prendre en considération que dans une seule direction à la fois.

Il est souvent commode de recourir, en lieu et place de ces imperfections d'aplomb, à un système équilibré de forces horizontales équivalentes. Pour un montant, les forces horizontales équivalentes aux rotations initiales φ_0 sont représentées à la figure 11.6(a); elles conduisent au système de la figure 11.6(b) dans le cas d'un cadre à étages multiples. Il ne faut pas omettre les réactions dues à ces forces équivalentes fictives au pied des montants afin de ne pas transmettre indûment ces forces horizontales équivalentes jusqu'aux fondations.

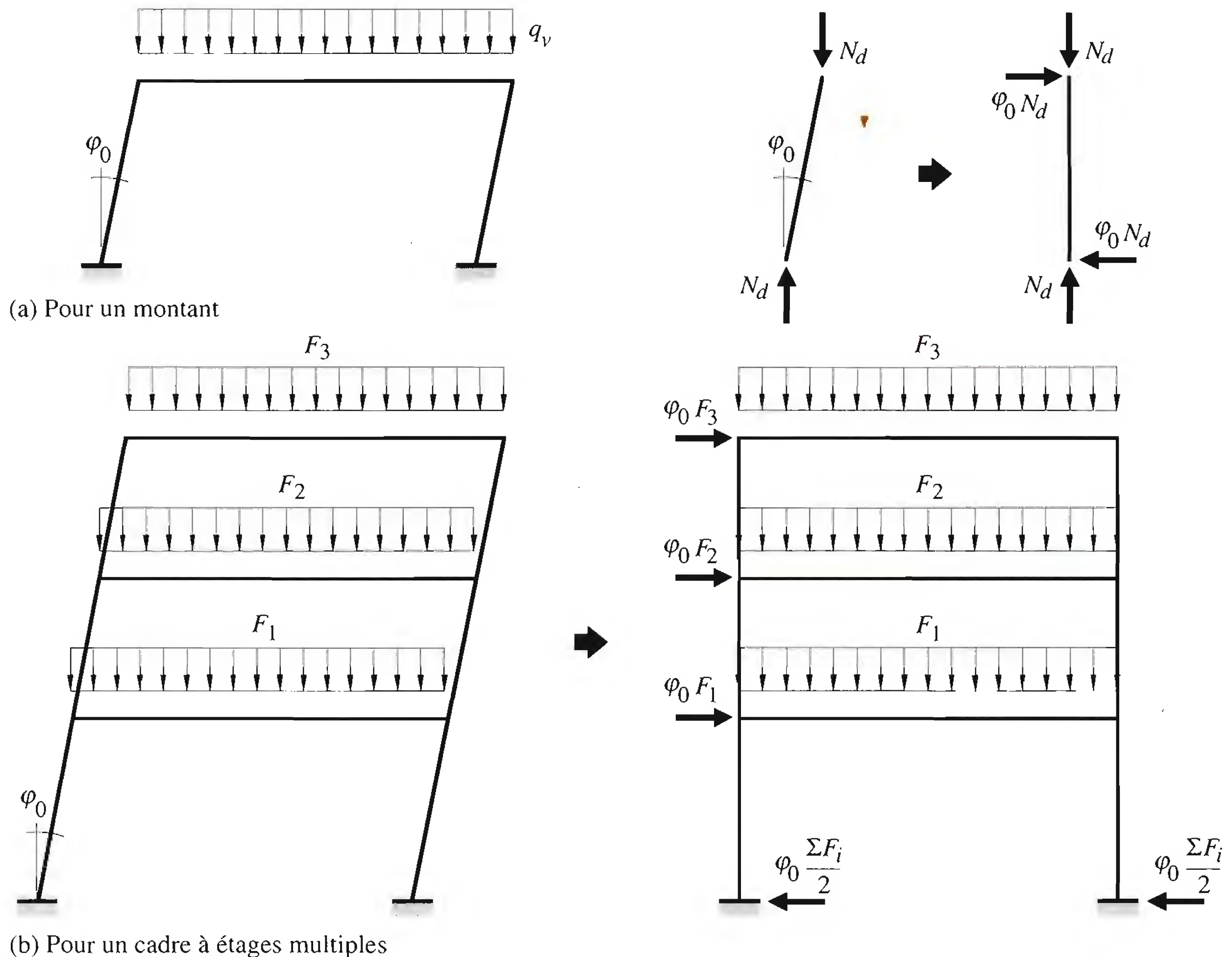


Fig. 11.6 Forces horizontales équivalentes aux rotations initiales.

Imperfections locales des éléments comprimés

Les imperfections locales sont constituées par un défaut de rectitude de l'axe des éléments comprimés qui se traduit par une *flèche initiale* w_0 (fig. 11.7). Cette imperfection est le résultat du processus industriel de fabrication des éléments structuraux (laminage, reconstitution par soudage). La valeur maximale de la flèche initiale correspond, selon la norme SIA 161, à la déformée de flambage déterminante et dépend de la méthode de calcul des efforts intérieurs et du type de vérification des éléments adoptés par l'ingénieur (tab. 11.8).

L'Eurocode 3 se veut plus complet en distinguant davantage entre les types de section, leur axe de flexion lors du flambage et le caractère linéaire ou non linéaire des formules de vérification plastique à l'aide de formules d'interaction. Il considère par ailleurs la possibilité d'une analyse globale par la méthode des zones plastiques.

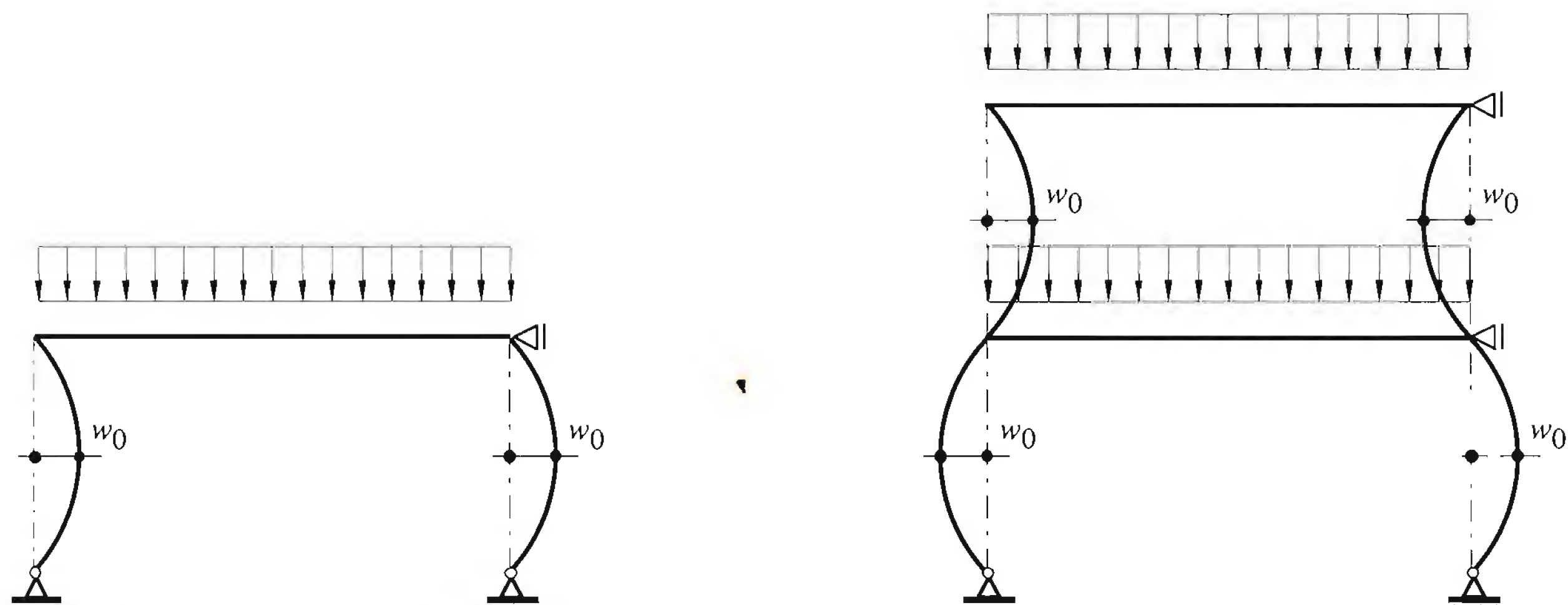


Fig. 11.7 Défaut de rectitude des éléments comprimés.

Tableau 11.8 Détermination des flèches initiales w_0 .

Calcul des efforts intérieurs	Résistance en section	
	Elastique	Plastique
Elastique	$w_0 = \alpha \left(\bar{\lambda}_K - 0.2 \right) \frac{W}{A}$	$w_0 = \alpha \left(\bar{\lambda}_K - 0.2 \right) \frac{Z}{A}$
Plastique	—	$w_0 = \alpha \frac{l_K}{90} (*)$
α : facteur d'imperfection caractérisant les courbes de flambage : courbe a: $\alpha = 0.21$ courbe b: $\alpha = 0.34$ courbe c: $\alpha = 0.49$		
$\bar{\lambda}_K$: coefficient d'élancement pour le flambage (éq. 12.40)		
l_K : longueur de flambage		
W : module de résistance élastique de la section de l'élément comprimé		
Z : module de résistance plastique de la section de l'élément comprimé		
A : aire de la section transversale de l'élément comprimé		
(*) : pour $Z/W < 1.25$		

Nous n'avons pas jugé utile de reprendre ici les données de l'Eurocode 3 dans la mesure où leur utilisation pratique n'est pas fréquente. Rappelons en effet à cet égard que :

- la prise en compte explicite des flèches initiales des éléments comprimés, en ce qui concerne l'analyse, n'est strictement requise que pour les montants spécialement élancés des ossatures souples, et que ces circonstances constituent souvent l'exception ;
- la vérification de la résistance d'un élément comprimé peut se conduire par une analyse globale au second ordre de l'élément, avec la flèche initiale appropriée, mais on y substitue le plus souvent une vérification directe en ayant recours aux courbes de flambage.

Comme pour la rotation initiale, il est possible de substituer à la flèche initiale des éléments comprimés une charge transversale équivalente uniformément répartie d'intensité q_0 (fig. 11.9). Ceci nécessite la connaissance de l'effort normal de dimensionnement N_d dans chacun des éléments. Il se pose encore la question de l'évaluation des flèches initiales pour l'ensemble des éléments. On opte d'habitude pour une déformée semblable à celle du mode fondamental d'instabilité.

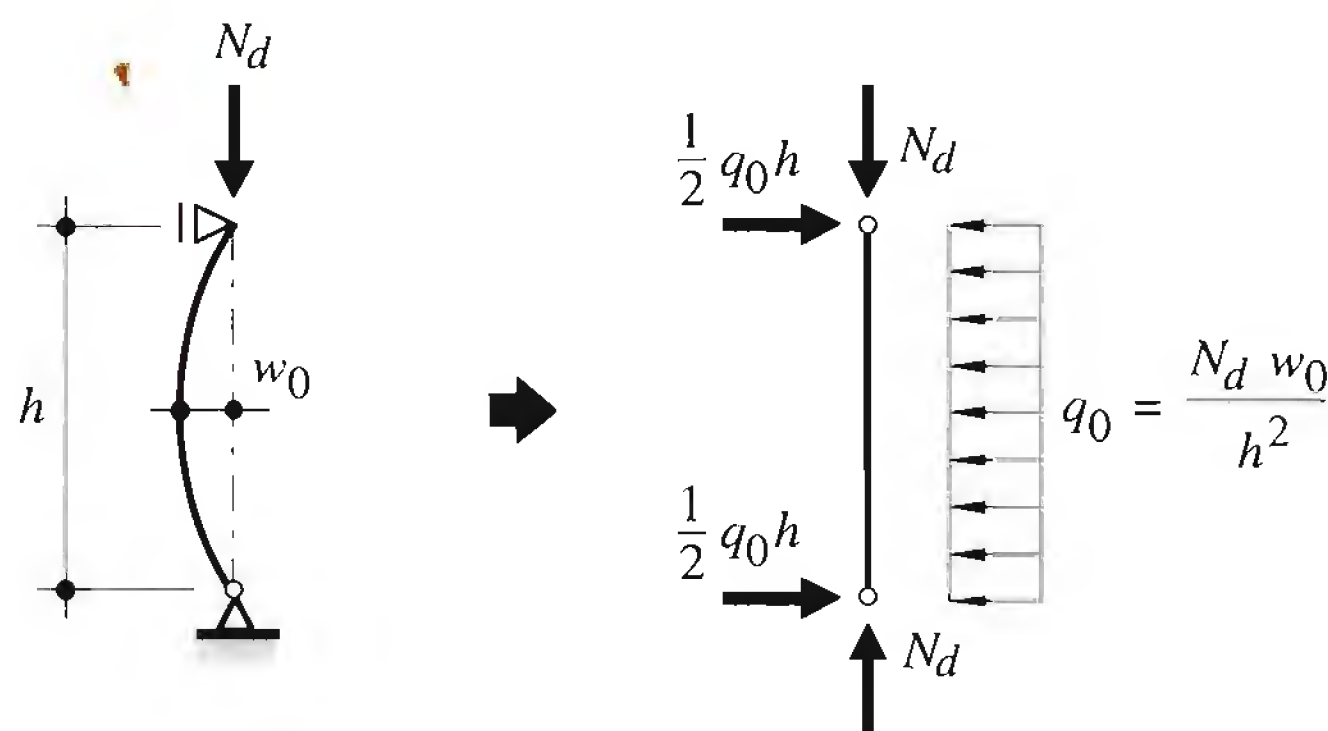


Fig. 11.9 Charge équivalente à la flèche initiale.

11.2.4 Effets des non-linéarités

Le réflexe de considérer que les efforts intérieurs et les déplacements croissent proportionnellement à l'intensité de la charge appliquée n'est qu'une simplification commode mais pas toujours acceptable. Le principe de superposition n'est donc pas une règle universelle. En toute généralité, la réponse structurale de tout cadre est non linéaire; les sources de non-linéarité résident dans la réponse géométrique du cadre, dans le comportement du matériau dont ce dernier est constitué ou dans ces deux raisons à la fois.

Non-linéarités géométriques

Les *non-linéarités géométriques* résultent du fait qu'il faudrait, en toute rigueur, se référer à la configuration initiale déformée du cadre lorsqu'il s'agit d'exprimer les équations d'équilibre et éventuellement de compatibilité des déformations. L'état déformé du cadre dépend bien sûr de son état de sollicitation, c'est-à-dire de la répartition des efforts intérieurs, résultat du calcul statique. Nous constatons donc qu'un tel problème ne trouve de solution qu'au terme d'un processus nécessairement itératif.

Dans les cadres, les non-linéarités géométriques résultent principalement des bras de levier offerts aux efforts de compression, en raison soit de la déformée transversale δ d'un montant par rapport à son axe théorique (fig. 11.10(a)), soit du déplacement latéral Δ relatif de ses extrémités (fig. 11.10(b)). Il en naît des moments de flexion additionnels qui sont généralement désignés par *effet P - δ* dans le premier cas et *effet P - Δ* dans le second (la notation P est encore souvent utilisée dans ce contexte pour désigner l'effort normal à la place de la notation N utilisée dans ce volume).

Ces moments sont parfois dits «secondaires» parce qu'ils résultent d'*effets géométriques de second ordre*. Cette appellation est cependant ambiguë dans la mesure où elle peut donner à penser que ces moments sont secondaires d'un point de vue quantitatif, ce qui est loin d'être toujours le cas.

La déformée transversale δ d'un montant est due à la flexion additionnelle du montant, présumé initialement rectiligne, sous l'effet soit de moments d'extrémité de continuité, soit de charges transversales

appliquées entre les extrémités: elle résulte donc de la flèche initiale w_0 du montant. Le déplacement latéral différentiel Δ des extrémités du montant est dû au déplacement horizontal du cadre sous l'effet des charges qui lui sont directement appliquées: il résulte donc de la rotation initiale φ_0 du montant.

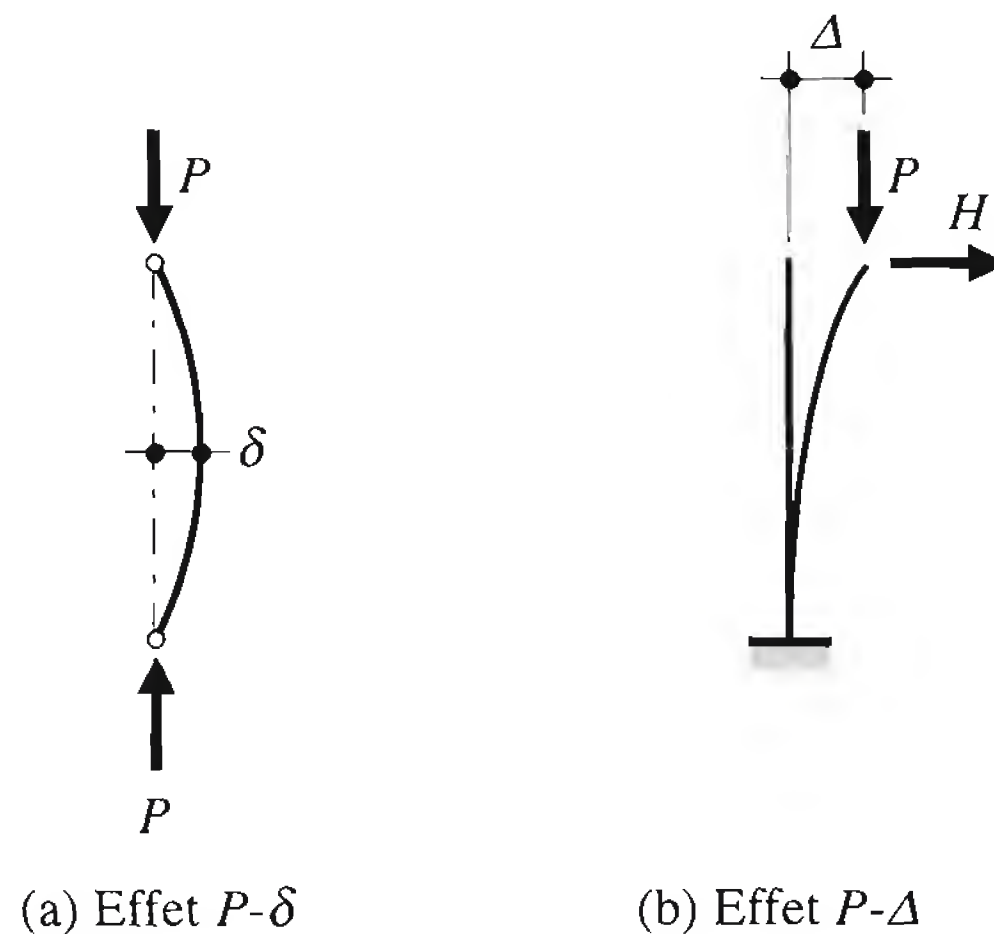


Fig. 11.10 Effets des non-linéarités géométriques.

Dans de nombreux cas de cadres non tenus, ceux-ci subissent des déplacements horizontaux Δ suffisamment faibles pour que l'effet de ces déplacements sur la répartition des efforts intérieurs puisse être négligé sans que cela induise des erreurs importantes sur les résultats. Il est alors licite d'ignorer ces déplacements et de raisonner sur la configuration non déformée du cadre pour effectuer le calcul des efforts intérieurs.

Nous découvrirons à la section 11.5 que dans certaines circonstances, il est possible de tenir compte des effets de second ordre lors du calcul des efforts intérieurs – sans effectuer un calcul statique au second ordre proprement dit – en majorant simplement certains des moments de premier ordre par un coefficient d'amplification approprié (voir aussi TGC vol. 10, chap. 6). Il faut cependant relever que les effets $P-\Delta$ ne doivent pas systématiquement être pris en compte lors du calcul statique, de même que les effets $P-\delta$. Les cas où le calcul statique doit impérativement incorporer ces effets sont même très rares.

Selon l'Eurocode 3, la prise en compte des effets $P-\delta$ est seulement impérative dans les ossatures souples (§ 11.2.5), dans le cas d'éléments comprimés dont les liaisons transmettent des moments de flexion et pour lesquels la valeur de l'effort axial de dimensionnement N_d excède le quart de la charge critique de flambage élastique N_{cr} , calculée pour l'élément considéré supposé bi-articulé.

Au sens strict, on effectue un *calcul statique au premier ordre* lorsqu'il est permis d'ignorer l'influence des effets $P-\Delta$ et des effets $P-\delta$ et que dès lors, on raisonne sur la configuration initiale du cadre. Comme les effets $P-\delta$ peuvent le plus souvent être couverts par l'usage des courbes de flambage lors de la vérification de la résistance des éléments structuraux comprimés, il est fréquent de conserver cette terminologie de calcul statique au premier ordre dès que l'on néglige l'effet $P-\Delta$.

Non-linéarités matérielles

Les *non-linéarités matérielles* sont dues au comportement inélastique du matériau au-delà de la limite d'élasticité. Très souvent, on se borne à idéaliser la loi de comportement contrainte-déformation

spécifique des aciers de construction par un diagramme de type élastique-parfaitement plastique. Ce faisant, on néglige notamment la transition entre le domaine strictement élastique et le palier de plasticité d'une part, et l'écrouissage qui se développe après une importante déformation plastique, d'autre part. La plastification de l'acier apparaît dès lors comme la cause majeure de la non-linéarité matérielle. En effet, toute fibre plastifiée ne dispose plus d'aucune rigidité. Ainsi, la progression de la plastification dans une section fléchie d'un élément structural s'accompagne-t-elle d'une réduction de la rigidité flexionnelle de cet élément. Si l'on ne tient pas compte des non-linéarités matérielles, on postule ainsi un comportement élastique infini : on effectue un *calcul élastique* des efforts intérieurs (§ 11.3.3). Dans le cas contraire, on effectue un *calcul plastique* des efforts intérieurs (§ 11.3.4); en principe, celui-ci procède par voie itérative puisque le système statique évolue au gré des plastifications successives de diverses sections.

11.2.5 Classification des cadres

Nous savons que les cadres doivent posséder une rigidité suffisante afin que leur déplacement latéral soit limité. Cette rigidité peut être assurée soit par un système de contreventement, soit par la rigidité propre du cadre lui-même, à savoir par l'ensemble de ses composants comprenant les montants, les traverses et les assemblages qui réunissent ces composants. A cet égard, les cadres sont classés en :

- cadre *contreventé* (tenu latéralement) ou *non contreventé* (non tenu latéralement),
- cadre *rigide* ou *souple*.

Un cadre doit toujours être caractérisé sous ces deux aspects.

Cadre contreventé et cadre non contreventé

Une halle comporte généralement une série de cadres parallèles (fig. 11.1). Les cadres d'extrémité sont normalement dotés d'un contreventement efficace dans leur plan, ce qui permet de les considérer pratiquement comme *tenus latéralement*. Pour assurer la stabilité des cadres intermédiaires, qui ne sont pas munis d'un tel système de contreventement propre dans leur plan (donc *non tenus latéralement*), on utilise généralement un contreventement de toiture liant les différents cadres. Ce contreventement peut être considéré comme une poutre horizontale de grande hauteur appuyée sur les contreventements verticaux d'extrémité. Le déplacement latéral de tout cadre intermédiaire est donc aussi fonction de la rigidité du contreventement de toiture dans son plan. Un cadre intermédiaire peut ainsi être considéré comme doté d'un appui latéral élastique; son comportement est intermédiaire entre celui du cadre tenu latéralement et celui du cadre non tenu dans une mesure qui dépend de la rigidité de cet appui élastique.

Un cadre ne peut être qualifié de *contreventé* dans son plan (ou *tenu latéralement*) en raison de la seule présence d'un contreventement. Pour mériter cette appellation, il est nécessaire que le contreventement soit efficace, c'est-à-dire que sa réponse aux forces horizontales situées dans son plan soit suffisamment rigide pour pouvoir raisonnablement admettre qu'il reprend l'ensemble des forces horizontales appliquées au cadre.

Selon l'Eurocode 3, cette efficacité est assurée dès que la présence du système de contreventement suffit à réduire d'au moins 80% les déplacements horizontaux du cadre seul – c'est-à-dire dépourvu de son contreventement – et ce, au niveau de chacun de ses étages éventuels. Ceci revient à dire que la rigi-

dité latérale R_{cv} du cadre avec son système de contreventement doit être au moins 5 fois supérieure à la rigidité latérale R du cadre sans son système de contreventement (fig. 11.11):

$$R_{cv} \leq 5 R \quad (11.4)$$

ou encore :

$$\Delta_{cv} \leq 0.2 \Delta \quad (11.5)$$

R_{cv} : rigidité latérale du cadre avec son système de contreventement
 R : rigidité latérale du cadre sans son système de contreventement
 Δ_{cv} : déplacement horizontal du cadre avec son système de contreventement
 Δ : déplacement horizontal du cadre sans son système de contreventement

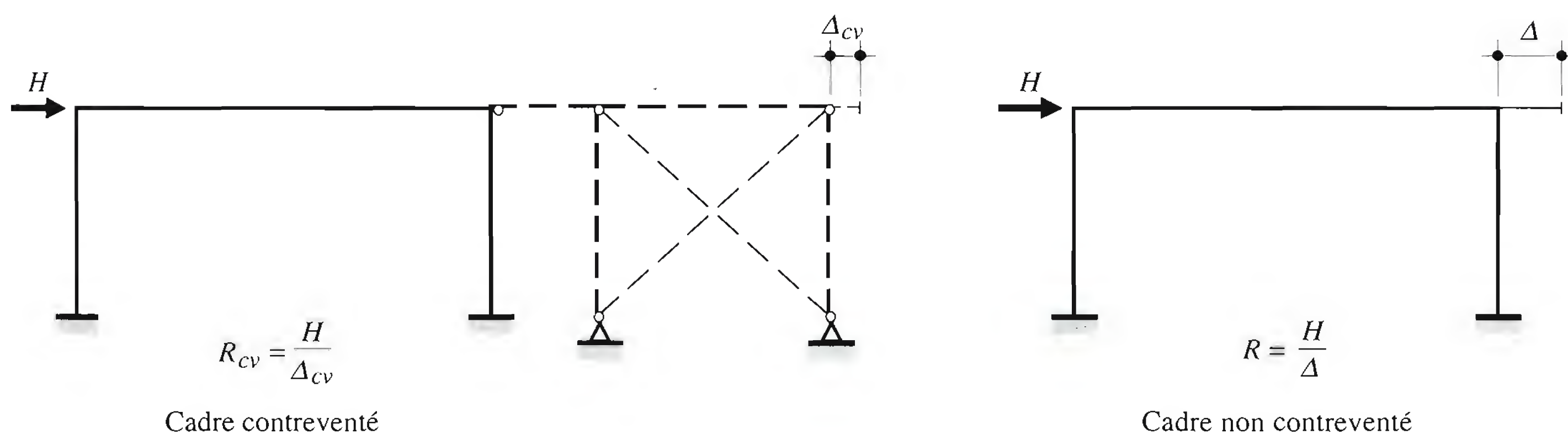


Fig. 11.11 Définition des rigidités R d'un cadre contreventé et d'un cadre non contreventé.

Un cadre contreventé au sens défini plus haut peut ainsi être traité comme s'il était *physiquement* tenu latéralement. Par conséquent, le système de contreventement doit être conçu et dimensionné pour reprendre à la fois :

- les forces horizontales appliquées au cadre qu'il contrevente,
- les imperfections d'aplomb propres au système de contreventement et celles provenant du cadre,
- les forces verticales et horizontales qui lui sont directement appliquées, le cas échéant.

Lorsque le cadre ne comporte pas de système de contreventement, ou s'il est doté d'un tel système sans que le critère de rigidité indiqué ci-dessus ne soit satisfait, il est dit *non contreventé* (ou *non tenu latéralement*). L'ensemble des forces horizontales seront reportées soit au seul cadre, soit, mieux, au cadre et aux contreventements au prorata de leurs rigidités respectives au déplacement latéral.

Cadre rigide et cadre souple

Un cadre est qualifié de *rigide* lorsque les efforts intérieurs additionnels qui résulteraient de la prise en compte des déplacements horizontaux des têtes des montants (effet $P-\Delta$) peuvent être considérés comme négligeables. Il est alors admis d'effectuer le calcul statique du cadre dans sa configuration initiale non déformée, donc au premier ordre. Les effets $P-\delta$ sont considérés indirectement en vérifiant la résistance au flambage des éléments comprimés, en particulier des montants (chap. 12).

Pour juger si la rigidité latérale d'un cadre est suffisante pour négliger l'influence des déplacements horizontaux lors du calcul statique, il faut disposer de certains critères.

Selon l'Eurocode 3, un cadre est rigide latéralement lorsque le critère suivant est satisfait :

$$\frac{Q_d}{Q_{cr}} \leq 0.1 \quad (11.6)$$

ou encore :

$$\mu_{cr} \geq 10 \quad (11.7)$$

- Q_d : valeur de dimensionnement de la charge verticale totale ($Q_d = \Sigma N_d$)
 Q_{cr} : charge critique de flambage élastique en cas d'instabilité du cadre selon un mode à nœuds déplaçables ($Q_{cr} = \Sigma N_{cr}$)
 μ_{cr} : valeur critique élastique du multiplicateur de la charge verticale de dimensionnement totale en cas d'instabilité du cadre selon un mode à nœuds déplaçables ($\mu_{cr} = Q_{cr} / Q_d$)

S'agissant d'instabilité par bifurcation d'équilibre, la charge Q_{cr} peut être déterminée sans considérer la présence ni de forces horizontales, ni d'imperfections d'éléments δ ou d'imperfections globales d'ossature Δ . Ce critère revient à exiger que la charge critique de flambage élastique vaille au moins dix fois la valeur de dimensionnement de la charge verticale totale. Formulé de la sorte, la vérification exige un calcul d'instabilité qui peut apparaître quelque peu laborieux.

Lorsqu'un cadre ne satisfait pas le critère de rigidité latérale, il doit être classé comme *souple*. Par conséquent, la détermination des efforts intérieurs doit tenir compte des effets de second ordre, plus spécialement des effets $P-\Delta$. Ici encore, les effets $P-\delta$ sont le plus souvent inclus indirectement dans la vérification de la résistance au flambage des éléments comprimés.

Notons qu'un même cadre peut être classé comme rigide pour certaines situations de risque et comme souple pour d'autres. Cette classification rigide/souple n'est donc pas une caractéristique intrinsèque d'un cadre qui serait donnée par sa seule géométrie et les propriétés de ses composants, mais dépend des valeurs relatives des forces verticales et horizontales auxquelles le cadre est soumis.

Alors que la distinction entre cadres contreventés et non contreventés ne vise qu'à déterminer le mode de reprise des forces horizontales, la distinction entre cadres rigides et cadres souples sert à déterminer le type de calcul statique autorisé, ou, plus précisément, la nature (au premier ou au second ordre) des efforts intérieurs à considérer pour effectuer les vérifications. Il est donc essentiel de ne pas confondre ces deux concepts dont les implications respectives sont très différentes.

11.3 Calcul statique des cadres

11.3.1 Actions et situations de risque

Les forces qui sollicitent les cadres sont dues soit à des actions permanentes (poids propre de la structure porteuse ou poids des éléments non porteurs), soit à des actions variables résultant notamment de phénomènes climatiques (neige, vent, température), des charges d'exploitation ou des charges accidentelles. Ces actions sont de diverses natures : actions directes, sous forme de forces (charges) appliquées à la structure, et actions indirectes, sous forme de déformations ou de déplacements imposés (effets thermiques ou tassements d'appui). L'ensemble de ces actions, définies en intensité et en direction, n'agit pas simultanément sur la structure, leur intensité maximale n'étant pas la même que si elles

agissaient séparément. C'est pourquoi un cadre doit être dimensionné pour offrir la sécurité exigée par les normes vis-à-vis d'un certain nombre de situations de risque (voir aussi chap. 6 et TGC vol. 10, sect. 2.4). Pour une halle comportant des cadres à traverse brisée et articulés aux pieds, les actions sont par exemple les suivantes (fig. 11.12):

- Poids propre et charges permanentes:
 - poids propre du cadre ou des éléments structuraux constituant le cadre,
 - poids des éléments supportés par le cadre (non porteurs pour ce qui est du calcul du cadre), à savoir: les pannes, la couverture, les filières, les bardages, les voies de roulement, les équipements suspendus, etc.
- Charges utiles:
 - charge utile éventuelle (toiture accessible, plancher intermédiaire),
 - actions dues aux ponts roulants.
- Effets climatiques:
 - neige agissant sur la toiture,
 - vent agissant en pression ou en succion.
- Actions accidentelles:
 - choc,
 - incendie,
 - séisme.
- Actions indirectes:
 - divers effets hyperstatiques tels ceux dus à la fabrication et au montage,
 - variations de température,
 - tassements d'appui.

Certaines des charges agissant sur les cadres sont réparties (poids propre, neige, vent, etc.) alors que d'autres sont concentrées (pont roulant). Les forces transmises par les pannes relèvent aussi de ces dernières. Toutefois, si les pannes sont suffisamment rapprochées (c'est-à-dire si $a_a / l < 0.2$ avec les notations de la figure 11.12), on peut substituer à la série de forces concentrées une force équivalente répartie uniformément.

Il s'agit ensuite de déterminer les *situations de risque* à considérer pour le dimensionnement du cadre. Une situation de risque est caractérisée, en plus des actions permanentes, par une action prépondérante et le cas échéant, par une ou plusieurs actions concomitantes. L'action prépondérante est prise avec une intensité extrême. La nature et l'intensité des actions concomitantes sont fonction de la probabilité de simultanéité avec l'action prépondérante. Les situations de risque permettent de définir les *valeurs de dimensionnement des actions* à considérer pour le calcul statique. Par simplification, les normes donnent les valeurs des *facteurs de charge* à appliquer aux *valeurs représentatives des actions* qui constituent les situations de risque.

Dans le cas d'un cadre de halle industrielle selon la figure 11.12, sans plancher intermédiaire, les situations de risque à considérer sont indiquées au tableau 11.13.

Pour plus de détails à cet égard, et en particulier pour les modalités de définition des situations de risque, nous renvoyons au paragraphe 2.4.2 du TGC volume 10 ainsi qu'aux normes SIA en vigueur.

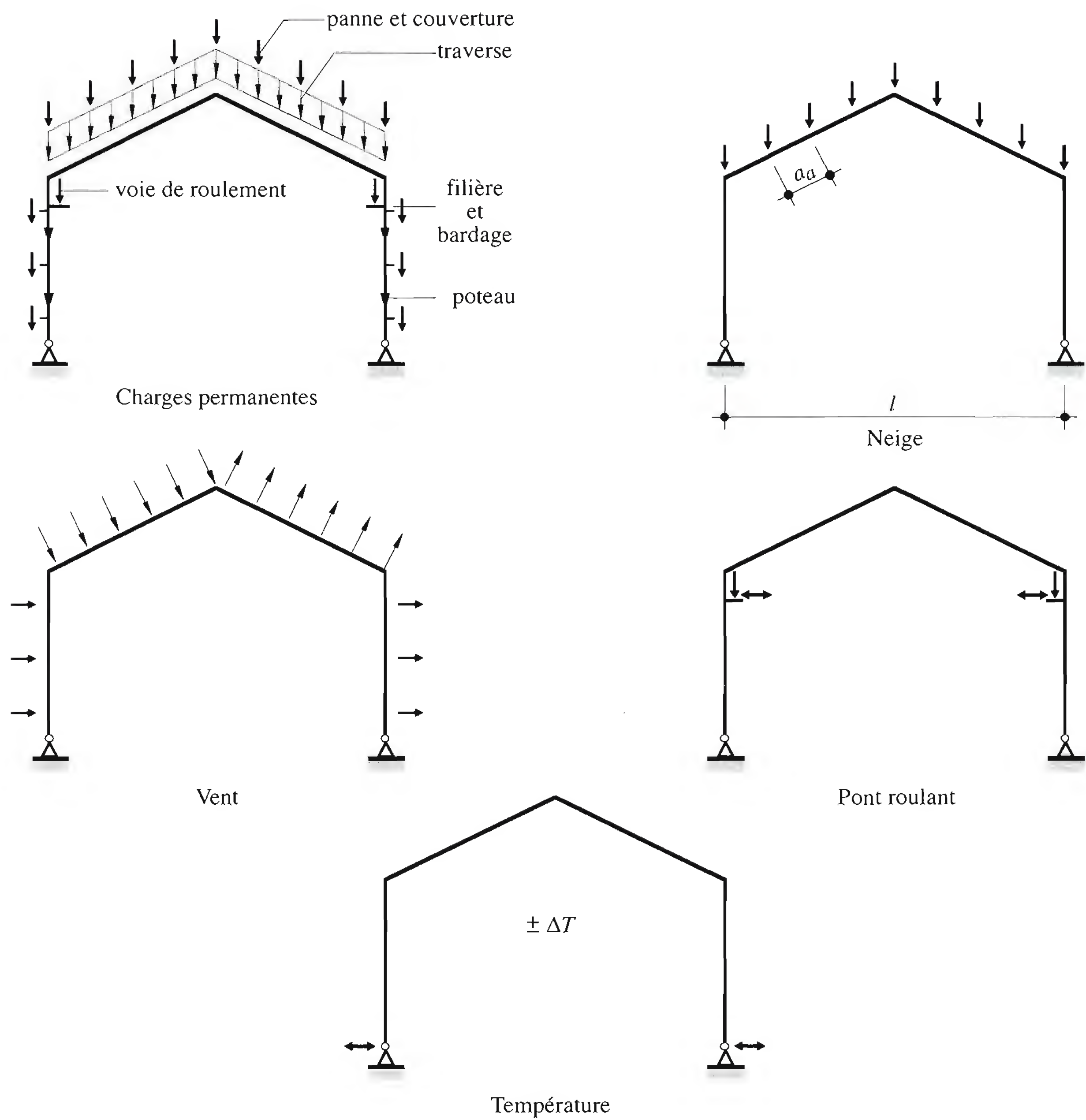


Fig. 11.12 Charges et actions agissant sur un cadre à traverse brisée.

Tableau 11.13 Situations de risque à considérer pour le cadre de la figure 11.12.

Situation de risque	Actions à considérer						
	Permanent		Neige	Variables		Accidentelles	
	Poids propre	Pds él. non porteurs		Vent	Pont roulant	Séisme	Choc
Neige	poids propre	concom.	prépond.	concom. ¹			
Vent ↑	poids propre ²	concom. ²	–	prépond.			
↓	poids propre	concom.	concom. ³	prépond. ³			
Pont roulant	poids propre	concom.	concom. ³	concom. ³	prépond.		
Séisme	poids propre	concom.	concom. ⁴	–	–	prépond.	
Choc	poids propre	concom.	concom.				prépond.

¹ à négliger si favorable ² avec valeurs minimales ³ l'un ou l'autre ⁴ pour altitude > 1000 m

11.3.2 Méthodes de calcul

Dans une structure hyperstatique telle qu'un cadre, les efforts intérieurs peuvent être déterminés selon deux méthodes: soit nous considérons que la répartition des efforts intérieurs s'effectue au prorata des seules rigidités élastiques des éléments structuraux constitutifs (on effectue alors un calcul selon la *méthode élastique* ou *calcul élastique*), soit nous cherchons à exploiter la capacité éventuelle de redistribution des efforts en tenant compte de la rotation plastique des sections (on effectue alors un calcul selon la *méthode plastique* ou *calcul plastique*).

Au terme d'un calcul élastique, il importe de vérifier si, en toute section, les efforts intérieurs sont bien inférieurs aux résistances disponibles, autrement dit si la résistance du cadre ou de ses éléments structuraux est assurée. Ce concept de vérification implique que la *stabilité* du cadre ou des éléments doit également être vérifiée. Par contre, en cas de calcul plastique, seule la vérification de la résistance des éléments structuraux est nécessaire; le calcul plastique implique en effet la limitation de la sollicitation en toute section à la résistance ultime de celle-ci.

Pour conduire l'analyse d'un cadre, que ce soit selon la méthode élastique ou plastique, nous pouvons le plus souvent nous borner à raisonner sur la structure dans son «état initial», entendant par là sa géométrie non encore déformée. Il faut bien comprendre que nous admettons ainsi implicitement que la déformée prise par la structure chargée reste sans effet significatif sur le mode d'action des forces et les efforts intérieurs. Nous effectuons dans ce cas un calcul statique dit *au premier ordre*. Ce type de calcul convient pour les cadres dont la traverse ne peut subir de déplacement horizontal en raison de supports latéraux (*cadres tenus latéralement*, fig. 11.14(a)) ou pour les cadres qui, sans être physiquement tenus latéralement, offrent une rigidité au déplacement latéral telle que celui-ci reste suffisamment faible pour que son effet sur la répartition des efforts intérieurs puisse être négligé (*cadres non tenus latéralement, rigides*, fig. 11.14(b)).

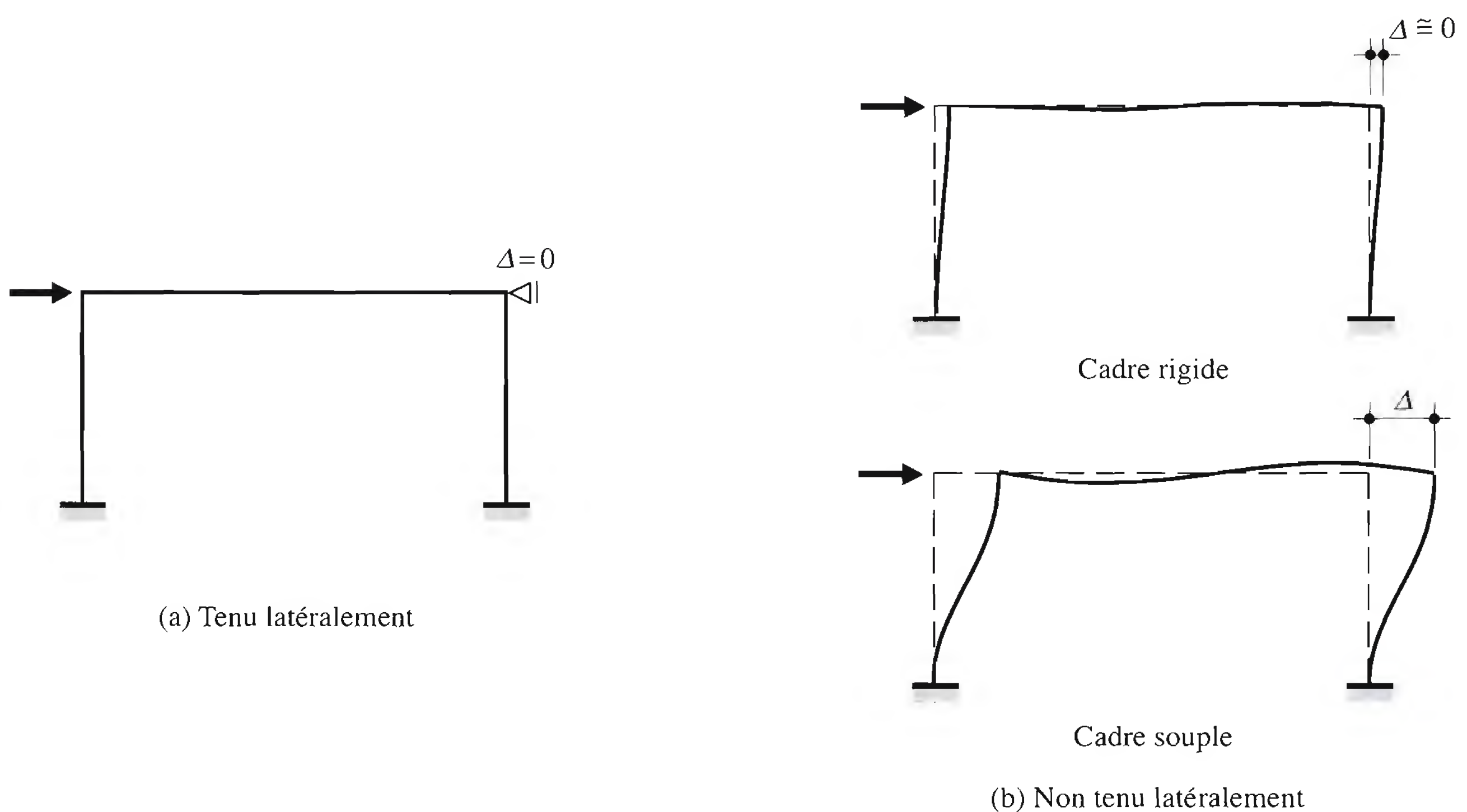


Fig. 11.14 Cadres tenu et non tenu latéralement.

Si le cadre considéré est particulièrement sensible au déplacement horizontal (*cadres non tenus latéralement, souples*, fig. 11. 14(b)), il peut être nécessaire d'effectuer l'analyse par référence à la configuration déformée de la structure. Ce type d'analyse, dite *au second ordre*, requiert une procédure itérative, la déformée conditionnant le calcul. Dans certains cas, des calculs simplifiés sont possibles, comme on le verra plus loin. Il importe donc de connaître les conditions dans lesquelles il faut tenir compte des effets de second ordre, c'est-à-dire distinguer les cadres *tenus* des cadres *non tenus latéralement*, et, pour ces derniers, entre cadres *rigides* et cadres *souples* (§ 11.2.5).

La sensibilité au déplacement latéral est également importante du point de vue de la résistance du cadre, en particulier de sa stabilité, indépendamment de son effet sur le type d'analyse (premier ou second ordre). Cette sensibilité est en effet nettement plus problématique pour les cadres non tenus dont le flambage a lieu selon le mode à *nœuds déplaçables* que pour les cadres tenus dont le flambage a lieu selon le mode à *nœuds non déplaçables*.

Afin d'illustrer ces diverses méthodes de calcul possibles, nous nous référerons souvent par la suite, à titre d'exemple, à un cadre rectangulaire articulé en pied de montants (fig. 11.15). Nous admettons a priori qu'un calcul statique au premier ordre est permis et que les sections des éléments constituant le cadre autorisent d'envisager une méthode plastique.

11.3.3 Méthode élastique

Pour effectuer le calcul des efforts intérieurs selon la méthode élastique, il est postulé que le matériau est infiniment élastique linéaire. La répartition des efforts intérieurs dans le cadre se fait donc au prorata des seules rigidités flexionnelles élastiques des éléments qui le constituent. Pour la déterminer, nous utilisons soit la méthode des forces, soit la méthode des déplacements, voire même des versions simplifiées de cette dernière telles que la méthode des rotations ou la méthode de Hardy-Cross. Il s'agit toutefois de vérifier, au terme de l'analyse, si les hypothèses implicites sont respectées. En toute rigueur, il faut donc s'assurer qu'en toute section, les efforts intérieurs n'entraînent de plastification du matériau en aucun point. Ceci correspond à la méthode élastique-élastique (EE) figurant dans la norme SIA 161.

En fait, il est de pratique courante de déterminer les efforts intérieurs sur la base d'un calcul élastique du cadre et de les confronter (par le biais de relations d'interaction, si nécessaire) non plus à la résistance élastique mais bien à la résistance plastique des sections. Ce faisant, on accepte implicitement une plastification limitée dans une seule section (une *rotule plastique*) alors que les effets de telles plastifications ne sont pas pris en compte lors du calcul statique. Ceci correspond à la méthode élastique-plastique (EP) de la norme SIA 161.

Il est parfois utile, à des fins de prédimensionnement, de recourir à des formulaires pour le calcul des efforts intérieurs et des déplacements dans les cadres de halles [11.1] [11.2] [11.3]. La figure 11.15 donne la répartition élastique de premier ordre des moments de flexion dans le cadre, répartition qui est fonction du rapport entre les rigidités respectives de la traverse et des montants.

Lors d'un calcul élastique au premier ordre, le principe de superposition est applicable. En d'autres termes, la répartition de l'ensemble des efforts intérieurs est la superposition des effets correspondant aux actions individuelles. Cette démarche est conseillée lorsqu'une même action intervient dans des situations de risque différentes, avec des valeurs différentes du facteur de charge. En calcul élastique au second ordre, le principe de superposition n'est plus applicable en raison des non-linéarités géométriques. Il s'agit alors d'effectuer un calcul statique du cadre, d'ailleurs itératif, sous l'ensemble des charges pondérées, pour chaque situation de risque examinée.

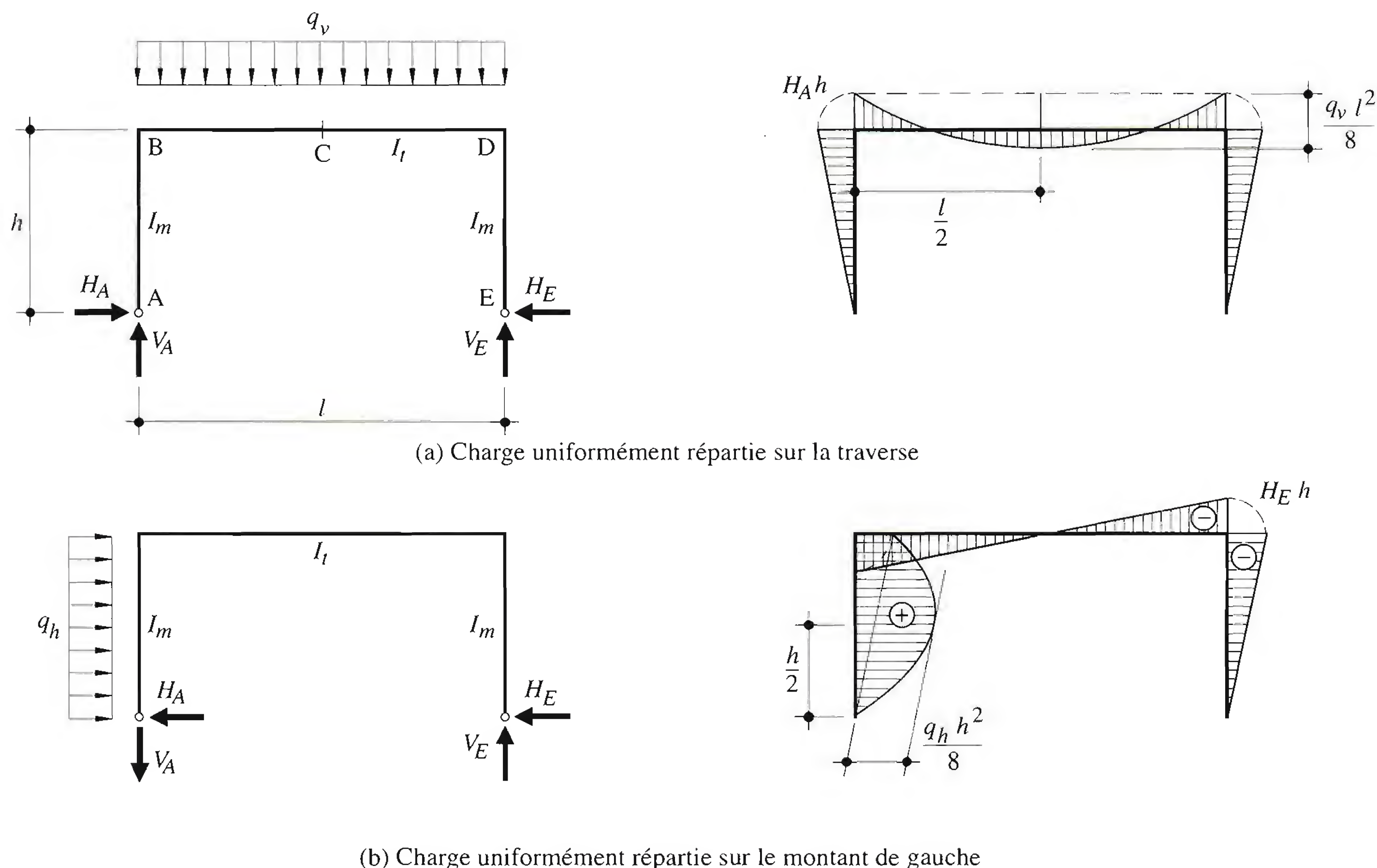


Fig. 11.15 Exemple de cadre et répartition élastique des efforts intérieurs.

11.3.4 Méthode plastique

Pour le calcul selon la méthode plastique d'un cadre soumis à une situation de risque donnée, on admet que la mise en charge est proportionnelle, c'est-à-dire que toutes les charges appartenant à la situation de risque considérée croissent proportionnellement à un *multiplicateur* μ . De la sorte, un quelconque niveau de chargement est caractérisé par la valeur associée d'un multiplicateur des charges. En particulier, la *résistance limite plastique* du cadre est déterminée par le *multiplicateur limite plastique* μ_{pl} . Lors du calcul, les paramètres suivants sont supposés définis et maintenus constants:

- la géométrie de la structure,
- la répartition des charges agissant sur cette structure,
- la répartition de la matière dans la structure, ou, plus particulièrement, les valeurs des moments plastiques des différentes barres, le moment plastique de l'une de celles-ci servant de *valeur de référence* par rapport aux autres barres.

Le calcul selon la méthode plastique repose sur la capacité de rotation de certaines sections du cadre qui permet une *redistribution des efforts intérieurs* entre sections. Une telle méthode exploite donc, jusqu'à épuisement, les sources d'hyperstaticité du cadre. L'*état limite ultime*, correspondant à la résistance limite plastique du cadre, est atteint lorsque ce cadre se transforme en un système structural rendu instable par formation d'un mécanisme. Un tel mécanisme est caractérisé par l'apparition d'un nombre

suffisant de rotules plastiques, c'est-à-dire de sections entièrement plastifiées, de façon à constituer un système de barres déformable à un degré de liberté appelé *mécanisme de ruine*.

Il est parfois possible d'avoir un *mécanisme partiel*, qui n'affecte qu'une partie de la structure, ou un *mécanisme surabondant*, qui, pour des raisons de symétrie, fait intervenir un nombre de rotules plus grand que le nombre nécessaire (fig. 11.16).

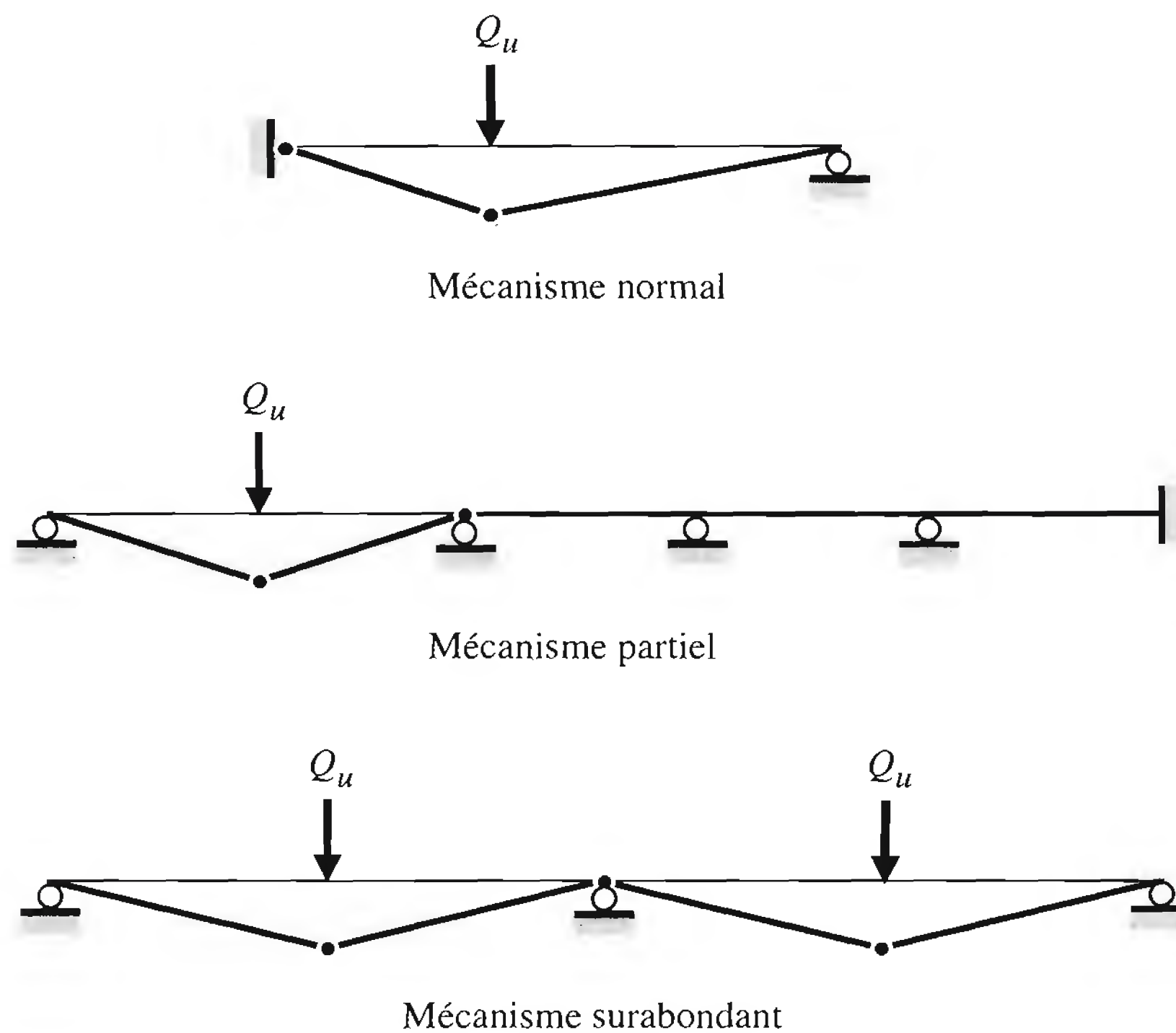


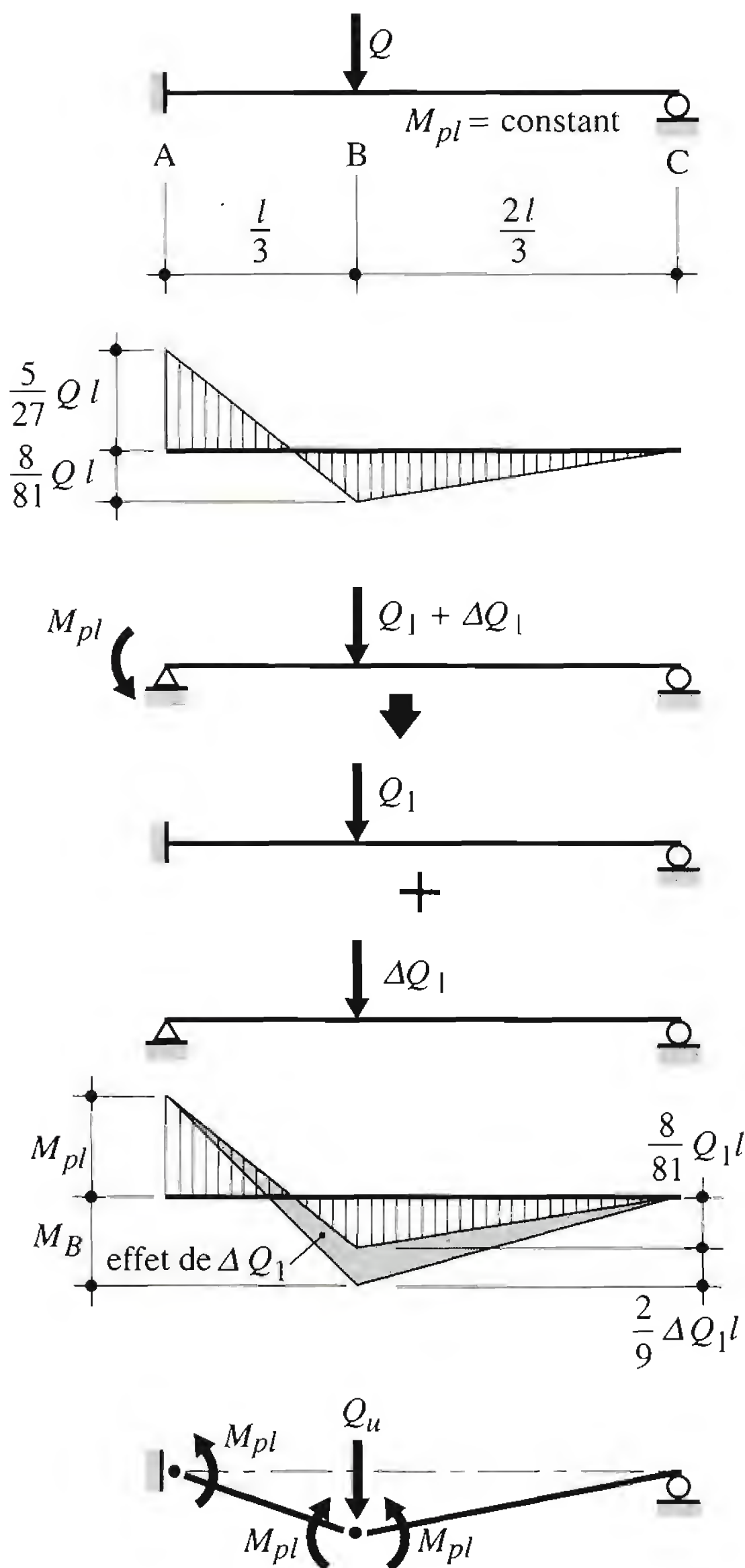
Fig. 11.16 Types de mécanisme de ruine.

Le calcul selon la méthode plastique, correspondant à la méthode plastique-plastique (PP) de la norme SIA 161, peut être conduit suivant l'une ou l'autre de ces trois procédures: le *calcul pas à pas*, le *calcul direct à la limite* selon une *approche cinématique* et le *calcul direct à la limite* selon une *approche statique*.

Calcul pas à pas

La première idée qui vient à l'esprit pour trouver la *résistance limite plastique* d'un cadre – ou sa *charge ultime* – dans une situation de risque donnée, est de suivre le comportement du cadre de façon continue lorsque la charge – respectivement le multiplicateur des charges – croît de zéro à sa valeur ultime. L'étude du problème est décomposée en une succession de calculs élastiques conventionnels; on parle alors d'un *calcul pas à pas*. La marche à suivre est illustrée à la figure 11.17(a):

- On charge la structure jusqu'à un niveau de charge Q_1 pour lequel il y a formation de la première rotule plastique; celle-ci se produit à l'endroit du moment maximal (pour $M_{pl} = \text{constant}$) et conduit à la première section totalement plastifiée. Si l'on s'intéresse aussi aux déplacements, on calcule la valeur de la flèche w_1 sous la charge Q_1 .

**Système statique de départ**Hyperstaticité : $n_0 = 1$

Première rotule en A quand :

$$M_A = \frac{5}{27} Q_1 l = M_{pl} \quad \text{d'où : } Q_1 = \frac{27}{5} \frac{M_{pl}}{l} = 5.4 \frac{M_{pl}}{l}$$

$$\text{Flèche verticale en B : } w_1 = 0.00503 \frac{Q_1 l^3}{EI} = 0.0271 \frac{M_{pl} l^2}{EI}$$

Nouveau système statiqueHyperstaticité : $n_1 = n_0 - 1 = 0 \Rightarrow$ Système isostatique

Deuxième rotule en B quand :

$$M_B = \frac{8}{81} Q_1 l + \frac{2}{9} \Delta Q_1 l = M_{pl} \quad \text{d'où : } \Delta Q_1 = 2.1 \frac{M_{pl}}{l}$$

$$\text{Augmentation de flèche : } \Delta w_1 = 0.0165 \frac{\Delta Q_1 l^3}{EI} = 0.0346 \frac{M_{pl} l^2}{EI}$$

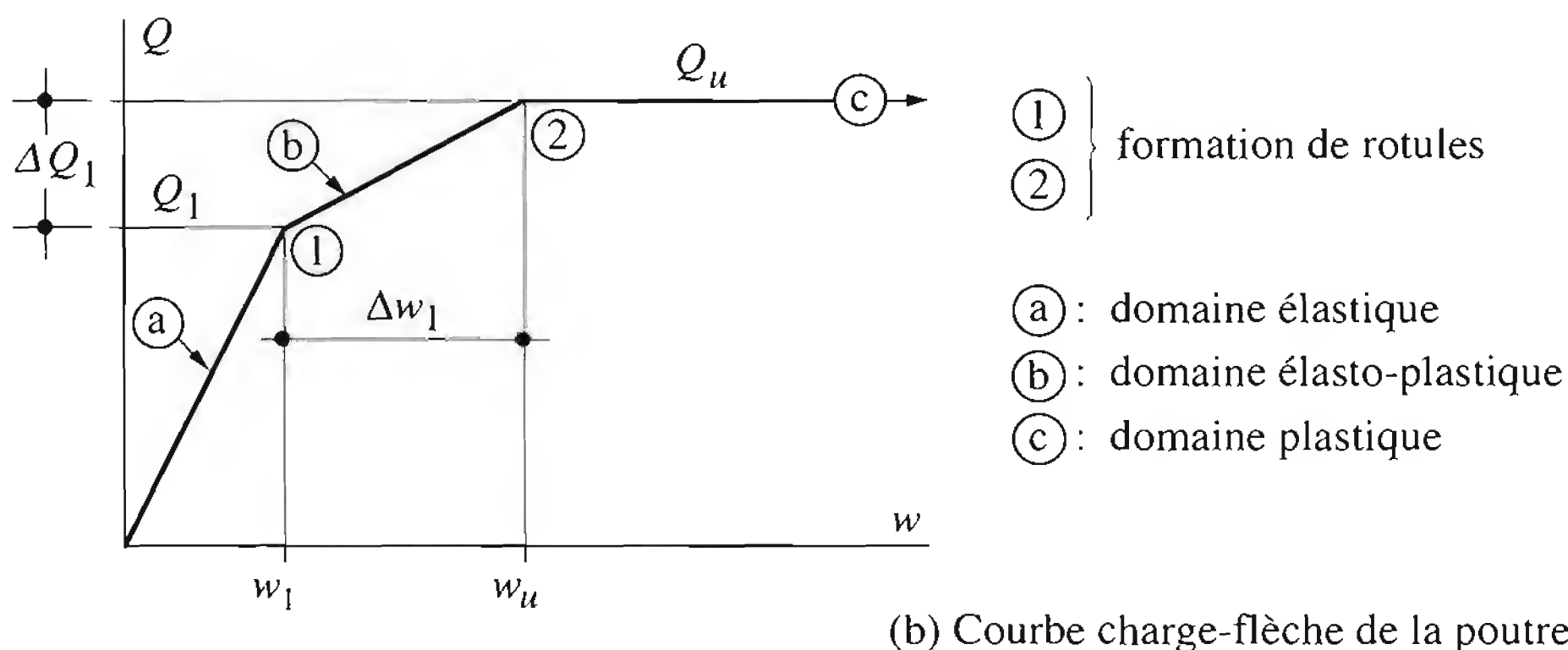
Nouveau système statiqueHyperstaticité : $n_2 = n_1 - 1 = -1 \Rightarrow$ Système instable : *mécanisme*

$$\text{Charge ultime : } Q_u = Q_1 + \Delta Q_1 = 5.4 \frac{M_{pl}}{l} + 2.1 \frac{M_{pl}}{l} = 7.5 \frac{M_{pl}}{l}$$

Flèche à la ruine :

$$w_u = w_1 + \Delta w_1 = 0.0271 \frac{M_{pl} l^2}{EI} + 0.0346 \frac{M_{pl} l^2}{EI} = 0.0617 \frac{M_{pl} l^2}{EI}$$

(a) Evolution du système statique jusqu'au mécanisme de ruine



(b) Courbe charge-flèche de la poutre

Fig. 11.17 Analyse d'une poutre hyperstatique par la méthode pas à pas.

- On place une rotule mécanique dans la section plastifiée, ce qui revient à modifier le système statique pour toute charge ultérieure.
- On calcule l'accroissement de charge ΔQ_1 , nécessaire pour entraîner, dans le nouveau système statique, la plastification complète d'une nouvelle section et ainsi former une deuxième rotule plastique. On calcule au besoin l'accroissement de flèche Δw_1 sous la charge ΔQ_1 .
- On substitue à la nouvelle rotule formée une rotule mécanique, d'où nouvelle modification du système statique, et on poursuit le processus indiqué plus haut jusqu'à la formation de la dernière rotule. La charge ultime est alors donnée par $Q_u = Q_1 + \Sigma \Delta Q_i$ et la flèche correspondant $w_u = w_1 + \Sigma \Delta w_i$.

Nous constatons que le degré d'hyperstaticité de la structure diminue à chaque formation de rotule plastique. L'état de ruine plastique d'un cadre de degré d'hyperstaticité n correspond à l'apparition de la rotule plastique d'ordre $n+1$. Chaque diminution de l'hyperstaticité s'accompagne d'une perte de rigidité de la structure; cela se traduit par une augmentation plus rapide du déplacement. Comme on idéalise le plus souvent la courbe contrainte-déformation spécifique de l'acier de construction par un comportement élastique-parfaitement plastique, la courbe charge-flèche (fig. 11.17(b)) présente une forme polygonale se terminant par un plateau horizontal au niveau de la charge ultime.

Le calcul pas à pas permet de trouver la *résistance limite plastique* de n'importe quelle structure. Il en fournit une valeur «exacte». Si le degré d'hyperstaticité est élevé, les calculs deviennent rapidement longs et fastidieux. Par ailleurs, on ne cherche le plus souvent à connaître que la résistance limite plastique alors que les informations relatives aux états intermédiaires, également fournis par la méthode, sont de moindre importance. C'est la raison pour laquelle les approches de *calcul direct à la limite* sont sans doute plus fréquemment utilisées que le calcul pas à pas.

Calcul direct à la limite: approche cinématique

Dans un *calcul direct à la limite*, on raisonne sur l'*état limite de la structure* en faisant abstraction de son comportement antérieur. La limite est donnée par le palier horizontal de la courbe charge-flèche de la structure. Pour le calcul direct à la limite, il existe deux approches: l'approche cinématique et l'approche statique.

Dans l'*approche cinématique*, on cherche la charge ultime en partant des conditions de mécanisme et d'équilibre, tout en essayant de satisfaire la condition de résistance (tab. 11.18). Pratiquement, cela revient à choisir un mécanisme plausible et à vérifier, au moyen des conditions d'équilibre, qu'en aucune section le moment n'excède le moment plastique de cette section, sachant qu'au droit des rotules plastiques, le moment de flexion doit être égal au moment plastique correspondant. L'approche cinématique est une approche dite par excès; tout mécanisme autre que le *mécanisme de ruine* correct fournira une charge ultime (une valeur du multiplicateur limite plastique) plus grande que la charge ultime «exacte» [11.4].

Il existe une infinité de façons de placer des rotules pour transformer une structure stable (isostatique ou hyperstatique) en un mécanisme bien précis. Le mécanisme correct est inconnu a priori et nous sommes obligés de faire l'inventaire des mécanismes plausibles, en nous inspirant du fait que les rotules plastiques peuvent se former en des sections correspondant à des valeurs maximales du diagramme des moments de flexion (appui, nœud de cadre, section d'application d'une charge concentrée), à un changement de section transversale ou à un changement de valeur du moment plastique (extrémité d'un renfort par exemple).

Tableau 11.18 Méthodes de calcul d’une structure et conditions à remplir.

Type de calcul	Equilibre	Compatibilité	Résistance	Mécanisme
Calcul élastique (méthode EE ou EP)	✓	✓	✓	–
Calcul plastique (méthode PP)				
• Calcul pas à pas	✓	✓	✓	✓
• Calcul direct, approche cinématique	✓	–	(✓)	✓
• Calcul direct, approche statique	✓	–	✓	(✓)

✓ : Condition remplie par la méthode
(✓) : Condition que l’on cherche à remplir par le calcul
– : Condition pas nécessaire

Dans un cadre de degré d’hyperstaticité n , on identifie le nombre r de sections où des rotules plastiques peuvent apparaître (sections dites *potentiellement critiques*). Le nombre m_i de *mécanismes indépendants* (mécanisme de poutre, de nœud ou de panneau) est donné par:

$$m_i = r - n \tag{11.8}$$

tandis que le nombre de *mécanismes combinés* m_c , résultant de la combinaison linéaire de deux ou plusieurs mécanismes indépendants, vaut:

$$m_c = 2^{m_i} - 1 - m_i \tag{11.9}$$

- r : nombre de sections soumises à des maxima locaux du moment de flexion
- n : degré d’hyperstaticité d’un cadre
- m_i : nombre de mécanismes indépendants
- m_c : nombre de mécanismes combinés

La résistance limite plastique (charge ultime) associée au mécanisme plausible choisi est déduite d’une équation de travaux virtuels du type:

$$\Sigma Q \delta = \Sigma M_{pl} \phi \tag{11.10}$$

où le terme de gauche représente le travail des forces extérieures et celui de droite le travail des déformations intérieures. Ces termes sont évalués pour un état de déplacement virtuel associé au mécanisme plausible considéré. En général, on néglige la contribution des déformations élastiques des barres et on ne tient compte que de l’énergie dissipée dans les rotules plastiques. Cela revient à admettre que le cadre est constitué de tronçons rigides articulés entre eux au droit des rotules plastiques; on dit alors qu’on effectue une analyse globale de type rigide-plastique. Dès lors, l’approche cinématique est la suivante:

- On détermine le degré d’hyperstaticité n du cadre et le nombre de sections r potentiellement critiques.
- On identifie tous les mécanismes plausibles, à savoir les mécanismes indépendants et les mécanismes combinés.
- Pour chacun des mécanismes ainsi identifiés, on calcule la résistance limite plastique.

- On retient le mécanisme associé à la plus faible des résistances limites plastiques obtenues et on complète le diagramme des moments de flexion à partir des valeurs et signes des moments plastiques – désormais fixés par le mécanisme de ruine plastique – au droit des rotules plastiques de ce mécanisme.
- A titre de vérification (tab. 11.18), on contrôle que la répartition du moment de flexion ne viole en aucune section la condition de résistance.

Exemple

Examinons l'application de l'approche cinématique du calcul direct à la limite à l'exemple de la figure 11.19. Le degré d'hyperstaticité du cadre considéré est $n = 1$. Le nombre de rotules possibles est $r = 3$, à savoir en tête des deux montants et à mi-portée de la traverse. Le nombre de mécanismes indépendants est de $m_i = 2$ et celui de mécanismes combinés de $m_c = 1$. Par simplification, on a admis que la demi-longueur l est égale à la hauteur h . Le moment plastique de la traverse est le double de celui du montant.

Les valeurs de la résistance limite plastique associées aux trois mécanismes sont obtenues par :

$$\text{Mécanisme de poutre:} \quad 3Q \cdot l\phi = M_{pl} \cdot \phi + 2M_{pl} \cdot 2\phi + M_{pl} \cdot \phi$$

$$\text{d'où:} \quad Q_{u1} = 2 \frac{M_{pl}}{l}$$

$$\text{Mécanisme de panneau:} \quad Q \cdot h\phi = 2(M_l \cdot \phi)$$

$$\text{d'où (avec } h = l\text{):} \quad Q_{u2} = 2 \frac{M_{pl}}{l}$$

$$\text{Mécanisme combiné (rotules en C et D):} \quad 3Q \cdot l\phi + Q \cdot h\phi = 2M_{pl} \cdot 2\phi + M_{pl} \cdot 2\phi$$

$$\text{d'où (avec } h = l\text{):} \quad Q_{u3} = 1.5 \frac{M_{pl}}{l}$$

Le mécanisme déterminant est le mécanisme combiné avec la charge ultime $Q_{u3} = 1.5M_{pl}/l$. Nous remarquons qu'un mécanisme combiné avec rotules plastiques en B et C peut être écarté car, en le comparant au précédent (rotules plastiques en C et D), nous observons qu'à même énergie dissipée dans les rotules plastiques, le travail des forces extérieures lors de tout déplacement virtuel associé à ce mécanisme serait inférieur, ce qui conduirait à une valeur plus grande de la résistance limite plastique associée.

La valeur du multiplicateur limite plastique μ_{pl} pour chaque mécanisme est fournie par le rapport Q_u/Q . Pour l'exemple traité, le mécanisme combiné fournit la valeur minimale et constitue le mécanisme de ruine correct, tous les mécanismes indépendants et mécanismes combinés ayant pu être analysés. Au passage, notons encore que :

- Lorsqu'une rotule plastique se forme à la jonction entre deux éléments structuraux, par exemple entre un montant et une traverse, elle se développe dans l'élément ayant le plus faible moment plastique (dans le montant pour l'exemple traité).
- Pour le mécanisme de poutre, il n'est pas possible de tracer un diagramme qui permette d'équilibrer les charges appliquées à la structure. Ceci provient du fait que ce mécanisme est surabondant. En effet, il fait intervenir trois rotules alors que deux suffisent pour former un mécanisme. Ce mécanisme surabondant est théoriquement possible si les charges sont symétriques (par exemple charge verticale uniquement), mais donne lieu à une incompatibilité si l'on introduit une charge horizontale. Dans le cas présent, le mécanisme de poutre ne peut donc exister pour lui-même; en revanche, il intervient dans les mécanismes combinés.

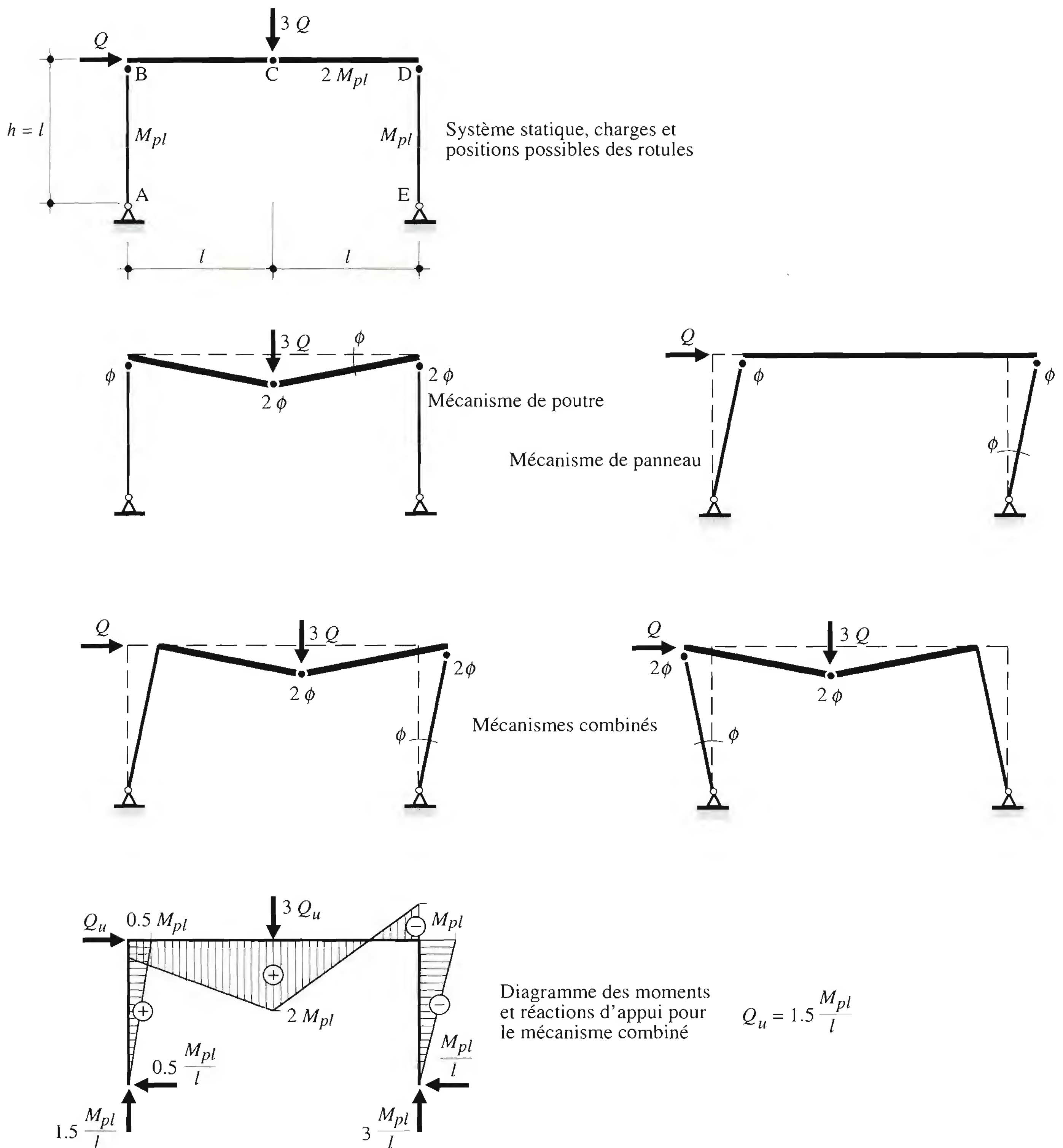


Fig. 11.19 Exemple de calcul plastique selon l'approche cinématique.

En principe, il ne serait ici pas indispensable de vérifier la condition de résistance, à savoir $|M| \leq M_{pl}$ dans les montants et $|M| \leq 2M_{pl}$ dans la traverse, puisque tous les mécanismes ont été examinés. En pratique, il est toutefois recommandé de procéder systématiquement à cette vérification soit pour se prémunir contre d'éventuelles erreurs de calcul, soit parce qu'en cas de structures complexes, il n'est pas rare d'omettre de considérer un mécanisme. Nous complétons donc le diagramme des moments de flexion à

partir des valeurs maintenant connues de $-M_{pl}$ en D et $2 M_{pl}$ en C. Les moments de flexion au droit de ces rotules atteignent en effet les valeurs des moments plastiques des sections concernées; en outre, leur signe doit être compatible avec celui de la rotation des sections qui est nécessaire à la formation du mécanisme considéré, les produits de type $M_{pl} \cdot \phi$ étant nécessairement positifs dans le mécanisme de ruine réel. Pour compléter le diagramme des moments, nous pouvons faire usage des équations des travaux virtuels associées respectivement aux divers mécanismes examinés; ces équations ne font que traduire l'équilibre de certains composants du cadre. Nous observons qu'en aucune section le moment de flexion n'y dépasse la valeur du moment plastique correspondant; la répartition des moments de flexion est donc statiquement et plastiquement admissible, ce qui confirme que le mécanisme considéré est le mécanisme de ruine correct et que la résistance limite plastique «exacte» est celle qui lui est associée, soit:

$$Q_u = 1.5 \frac{M_{pl}}{l}$$

Calcul direct à la limite: approche statique

Dans cette approche, le but est de trouver un diagramme des moments statiquement admissible tout en essayant de transformer la structure en un mécanisme (tab. 11.18). Un diagramme est dit statiquement admissible s'il permet d'assurer l'équilibre aux forces extérieures appliquées, sans avoir toutefois à se préoccuper de la compatibilité des déplacements. A la ruine, le diagramme des moments de flexion est non seulement statiquement admissible mais aussi plastiquement admissible, à savoir qu'il ne dépasse en aucune section le moment plastique de cette section. Il y a une infinité de diagrammes des moments de flexion statiquement admissibles; en revanche, il n'y a qu'un seul diagramme des moments de flexion qui soit statiquement et plastiquement admissible. L'approche statique est donc la suivante:

- On rend la structure isostatique en libérant autant de liens (réactions d'appui ou efforts intérieurs) qu'il faut.
- On trace, dans la structure rendue isostatique, le diagramme des moments de flexion induit par les charges.
- On trace, dans la structure rendue isostatique, le diagramme des moments de flexion induit par chaque grandeur hyperstatique choisie (dont la valeur réelle est encore inconnue).
- On combine ces diagrammes des moments de flexion de façon à atteindre, mais à ne pas dépasser, la valeur des moments plastiques le plus souvent possible dans la structure.
- On déduit la valeur de la résistance limite plastique à partir du moment plastique de référence choisi (problème d'analyse), ou alors on détermine le moment plastique nécessaire pour permettre de supporter les charges données (problème de dimensionnement).
- On vérifie que la structure se transforme en un mécanisme. Cette dernière vérification ne doit pas nécessairement être effectuée à la fin; avec un peu de pratique, elle peut être faite simultanément à la quatrième étape ci-dessus.

L'approche statique consiste donc à satisfaire les conditions de résistance et d'équilibre ainsi qu'à contrôler la condition de mécanisme. Si un diagramme des moments de flexion ne correspond pas à un mécanisme, le moment de flexion n'atteint pas le moment plastique en un nombre suffisant de sections. L'approche statique est une approche par défaut et donne une charge ultime (ou une valeur du multiplicateur limite) plus petite que la charge ultime «exacte». Celle-ci est obtenue lorsque les trois conditions – d'équilibre, de résistance et de mécanisme – sont simultanément satisfaites (tab. 11.18).

Exemple

Si l'on veut appliquer l'approche statique au même exemple que ci-dessus (fig. 11.20), nous devons d'abord rendre le cadre isostatique, par exemple en le libérant de sa poussée horizontale (remplacement de l'appui fixe de droite par un appui mobile). Nous traçons alors, dans le système rendu isostatique (système fondamental), les diagrammes des moments de flexion dus respectivement aux forces extérieures Q (horizontale) et $3Q$ (verticale), d'une part, et à la poussée horizontale inconnue H , d'autre part. Il faut alors régler la valeur de la réaction hyperstatique H pour atteindre le moment plastique en deux des sections potentiellement critiques: en B et C, en B et D ou en C et D. Choisissons par exemple le doublet C et D. Les conditions de résistance en ces sections s'écrivent:

$$\text{En D (avec } h = l\text{):} \quad Hl \leq M_{pl}$$

$$\text{En C (avec } h = l\text{):} \quad 2Ql - Hl \leq 2M_{pl}$$

La solution de ce système d'équations est la suivante

$$Q_u = 1.5 \frac{M_{pl}}{l}$$

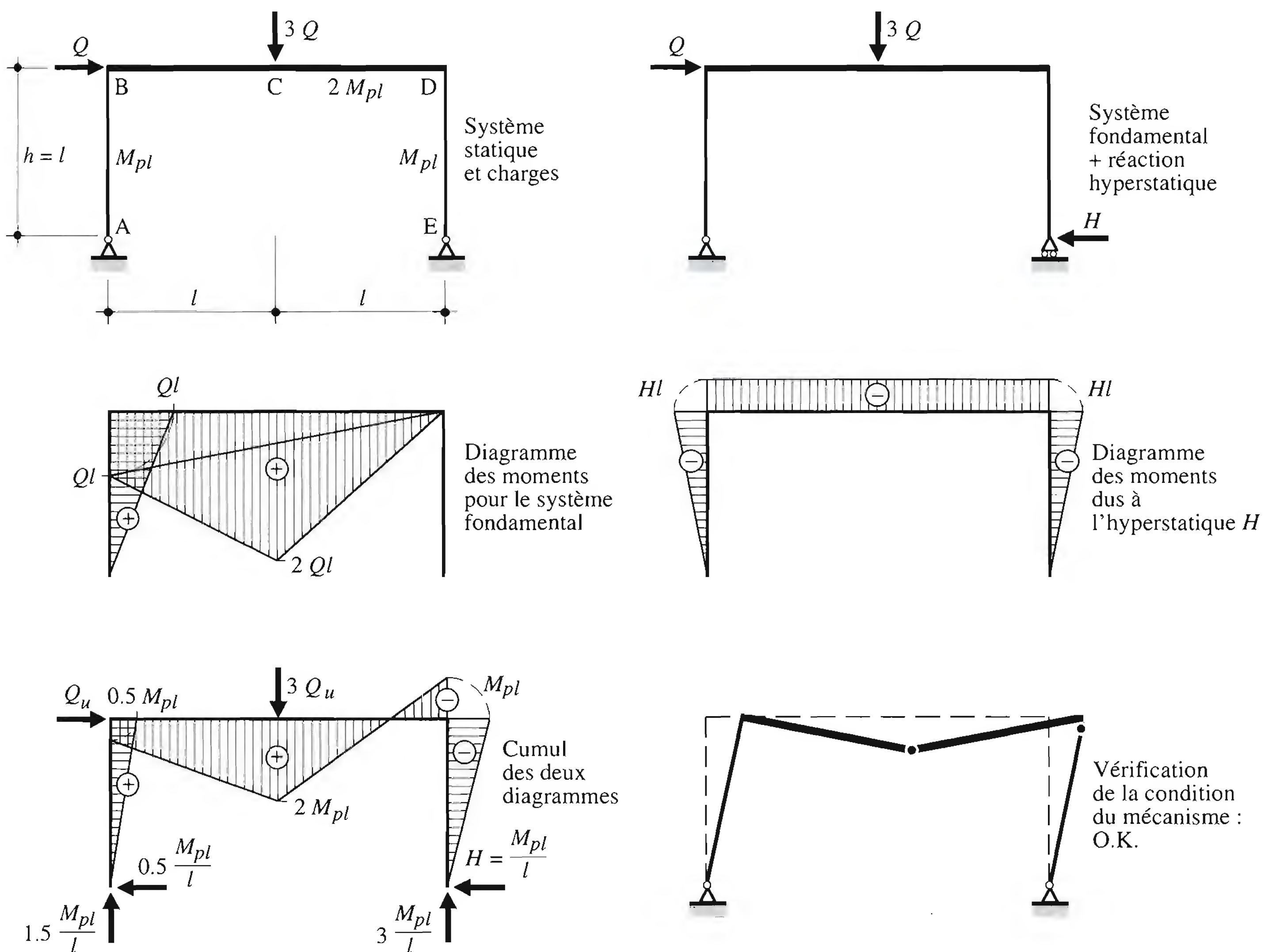


Fig. 11.20 Exemple de calcul plastique selon l'approche statique.

Cette dernière valeur correspond bien à celle déjà obtenue à l'aide de l'approche cinématique. Nous noterons qu'avec des rotules en C et D, la structure se transforme en un mécanisme pour lequel les rotations en C et D ont un signe compatible avec celui des moments qui y existent. En faisant une approche similaire pour les doublets (B et C) ou (B et D), nous observerions que le moment de flexion dépasse le moment plastique en D ou en C respectivement, empêchant ainsi le diagramme des moments de flexion d'être plastiquement admissible.

11.3.5 Choix d'une méthode de calcul

Alors que la détermination des efforts intérieurs au premier ou au second ordre dépend du comportement structural du cadre, le choix entre *méthode élastique* et *méthode plastique* est en principe laissé à l'ingénieur. Toutefois, si la méthode élastique peut être utilisée dans tous les cas, la méthode plastique ne peut être envisagée que si les sections transversales et le matériau utilisé satisfont certaines conditions strictes (TGC vol. 10 et norme SIA 161).

La pratique courante était, et reste très largement, de faire un *calcul élastique au premier ordre*. C'est en effet l'approche la plus simple et la plus rapide, notamment à cause de la disponibilité d'une large gamme de programmes d'ordinateur. Elle autorise en plus l'application du principe de superposition. Il faut toutefois rester conscient que cette démarche est subordonnée à la condition que les effets des non-linéarités géométriques puissent être soit négligés, soit pris en compte de manière forfaitaire donc approchée.

Le calcul élastique au premier ordre n'exploite pas la réserve de résistance due à la capacité de redistribution plastique entre sections. Il faut toutefois, au terme de cette analyse, procéder à de très nombreuses vérifications. À l'inverse, un *calcul élastique au second ordre* réduit le nombre de vérifications à opérer mais présente l'inconvénient d'une plus grande complexité. Les questions qu'il faut se poser pour éviter de devoir procéder à un calcul au second ordre sont donc :

- Dans quelles conditions un calcul au premier ordre n'est-il plus permis ?
- Qu'en est-il des cas où il est tenu compte des effets de second ordre $P-\Delta$ par majoration des efforts intérieurs de premier ordre ?

Les réponses ont été esquissées au paragraphe 11.3.2 en fonction de la classification des cadres (rigide/souple). C'est en effet cette dernière qui, d'une part, gouverne les limites d'application des méthodes de calcul et, d'autre part, détermine les domaines d'application respectifs des approches simplifiées qui sont proposées pour faciliter la détermination des efforts intérieurs.

La *méthode plastique* permet d'exploiter davantage le matériau mais n'est généralement utilisée que pour l'évaluation de la résistance ultime d'une structure existante. Elle peut, davantage qu'une méthode élastique, conduire à des valeurs inacceptables, à l'état de service, de certains déplacements horizontaux, voire verticaux. C'est pourquoi, en pratique, elle est beaucoup moins utilisée que la méthode élastique.

Le domaine d'application pratique privilégié du calcul plastique reste sans doute celui des cadres de halles industrielles d'un seul niveau, comportant une ou deux baies et réalisés à partir de sections laminées ou de sections composées à âme pleine de proportions similaires à celles des sections laminées. Par contre, la section composée à âme pleine avec des âmes et des semelles de grand élancement et de hauteur et épaisseur variables sur la longueur des éléments de construction se prête mal à ce type d'analyse plastique. En effet, la forme et les proportions de ces poutres sont choisies pour adapter au mieux la résistance des sections aux efforts intérieurs, de sorte que la simplification consistant à concentrer les déformations plastiques en une section (la rotule plastique) perd pratiquement tout son sens. En outre, l'élancement des parois comprimées – en particulier celui de l'âme – peut être source de voilement local prématuré et empêcher ainsi la section de mobiliser sa pleine capacité de rotation.

11.4 Stabilité élastique des cadres

11.4.1 Introduction

En vue de hiérarchiser les types de cadre et leurs comportements en fonction des charges appliquées, nous considérons les cadres soumis exclusivement à des forces nodales puis ceux sollicités notamment par des forces non nodales (fig. 11.21). Nous désignons par force nodale toute charge de gravité appliquée en tête d'un montant de cadre présumé vertical et selon l'axe de ce montant. Ainsi, au premier ordre, un cadre parfait chargé de forces nodales n'est soumis qu'à des efforts normaux; il n'y existe donc aucun moment de flexion dans les montants qui sont alors simplement comprimés. Au contraire, une force non nodale, qui agit entre les nœuds d'extrémité d'un élément constitutif du cadre, induit de la flexion dans cet élément et, par continuité, dans les montants de ce cadre qui sont alors soumis à une combinaison de flexion et compression.



Fig. 11.21 Forces nodales et non nodales.

Cette distinction est utile pour montrer que dans le cas d'un cadre symétrique sollicité par des forces nodales, la résistance du cadre se ramène de toute évidence à celle d'une structure soumise exclusivement à des efforts normaux de compression et par conséquent la vérification est directe, élément par élément. Dans le cas de forces non nodales, la résistance du cadre ne peut être abordée qu'en se référant au comportement flexionnel du cadre, c'est-à-dire en examinant la stabilité du système dans son ensemble. On peut également considérer séparément les éléments comprimés et fléchis par la méthode de la barre équivalente, c'est-à-dire en introduisant une longueur de flambage découlant de la théorie de la stabilité élastique. Ainsi, dans tous les cas, la stabilité élastique d'un cadre peut se ramener à la stabilité des montants. Celle-ci sera influencée à un double titre :

- selon que le cadre est chargé de forces nodales ou non nodales, les montants sont respectivement simplement comprimés ou soumis à une combinaison de flexion et compression,
- selon que le cadre est souple ou rigide, les moments de flexion dans les montants doivent ou non incorporer d'éventuels moments de flexion additionnels de second ordre.

11.4.2 Rappel de la théorie du flambage

Considérons une barre parfaitement rectiligne, sollicitée par une force de compression rigoureusement axiale (fig. 11.22). Si cette force est inférieure à la charge critique de flambage élastique N_{cr} , la barre est soumise uniquement à un effort normal. Il en résulte un raccourcissement axial. Au moment où la force N atteint N_{cr} , la barre peut flamber par *bifurcation de l'équilibre*, c'est-à-dire prendre une confi-

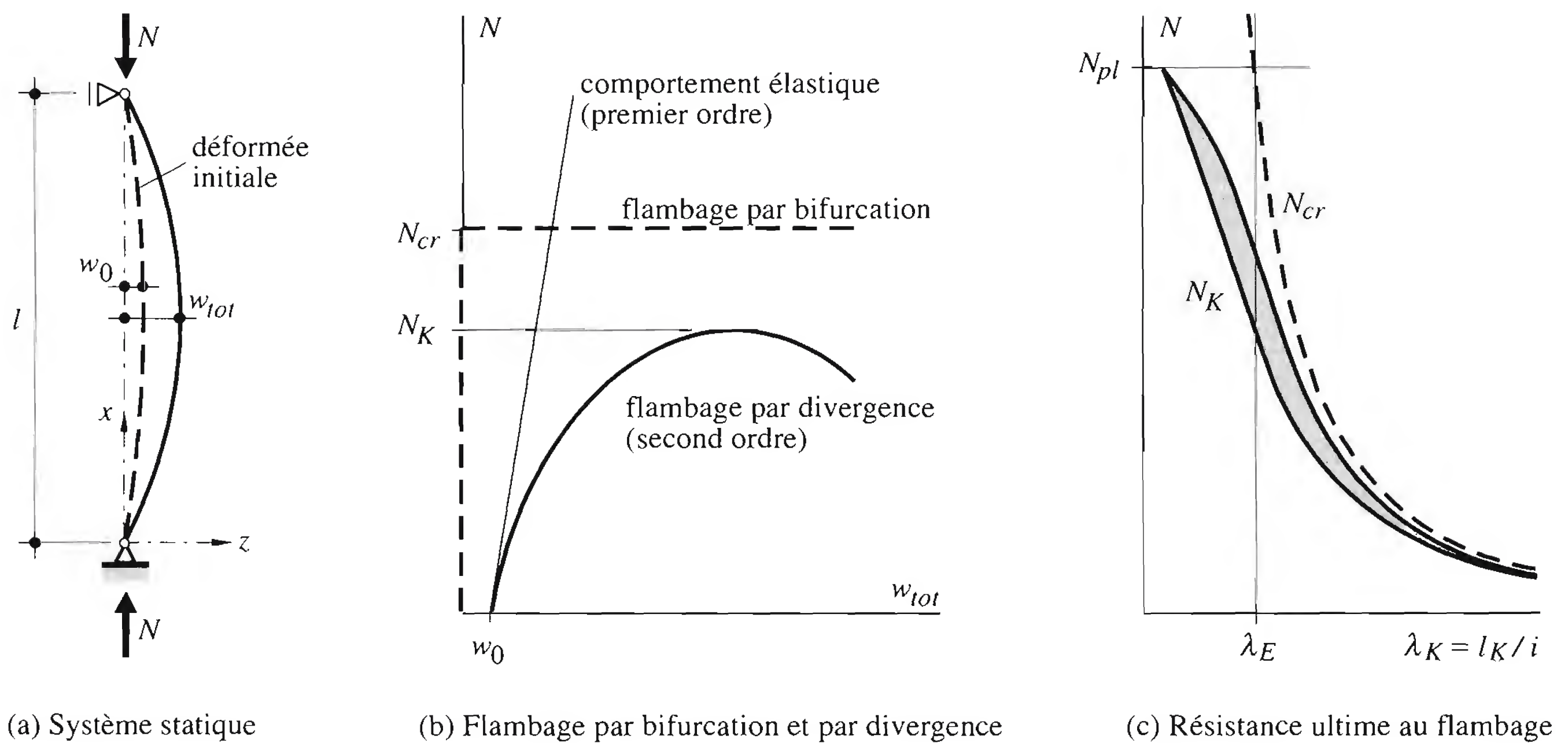


Fig. 11.22 Flambage d'une barre comprimée.

guration déformée, à axe non plus rectiligne, pour laquelle il y a toujours équilibre entre les efforts intérieurs et la force extérieure appliquée.

Une barre comprimée de fabrication *industrielle* comporte des imperfections géométriques caractérisées par une flèche initiale $w_0(x)$. Lorsqu'une force axiale N est appliquée à la barre, la déformée transversale augmente progressivement et de façon continue avec la force appliquée et offre ainsi à l'effort normal un bras de levier croissant. En toute section, il y a donc concomitance de l'effort normal de compression et d'un moment de flexion dont l'intensité dépend de la déformée prise par la barre. Il s'agit d'un problème élémentaire de second ordre avec interaction entre N et M ; la déformée s'amplifie progressivement dès le début de la mise en charge de manière à assurer l'équilibre. L'état limite de stabilité est atteint par *divergence de l'équilibre* lorsque la barre ne peut plus trouver de configuration déformée d'amplitude finie permettant d'assurer l'équilibre entre les efforts intérieurs et la force appliquée. Ce problème a été abordé en détail au chapitre 10 du TGC volume 10.

L'étude de la stabilité élastique d'un élément structural comprimé se présente donc sous la forme d'un problème de résistance élastique au flambage. En pratique, il faut faire intervenir l'influence de la déformée de la barre lors du calcul des efforts intérieurs, afin de connaître la résistance ultime au flambage. Les courbes européennes de flambage [11.5] et la formulation analytique qui leur est attachée (voir par exemple la norme SIA 161 et l'Eurocode 3) ne constituent rien d'autre que la solution d'un problème élastoplastique de second ordre dans un contexte particulier: barre prismatique à propriétés constantes sur sa longueur, articulée à ses extrémités – par ailleurs tenues latéralement – présentant une déformée initiale de forme sinusoïdale et soumise à une charge axiale de compression centrée. Les autres conditions d'appui aux extrémités sont prises en compte par une détermination appropriée de la longueur de flambage. De plus, ces courbes de flambage correspondent à un matériau constitutif ayant une limite d'élasticité de valeur finie. Dès lors, la *résistance ultime* d'un élément structural comprimé incorpore l'interaction existant entre l'instabilité élastique de la barre et la plastification de son matériau.

Si, outre la force axiale, l'élément structural comprimé est soumis à un moment de flexion résultant soit de couples d'extrémité, soit de l'action de forces transversales, il est alors dit comprimé et fléchi (*poteau-poutre*). La répartition du moment de flexion de premier ordre le long de cet élément produit

une déformée «primaire» qui vient se superposer à la déformée initiale pour accroître les bras de levier offerts à l'effort normal de compression et augmenter de la sorte les moments de second ordre. Le problème de la stabilité élastique d'un élément structural comprimé et fléchi se ramène ici encore à un problème de résistance au second ordre mais avec une interaction plus prononcée entre N et M . La résistance ultime d'un tel élément est conditionnée par la plastification du matériau ainsi que par l'interaction entre celle-ci et l'instabilité élastique; elle est vérifiée à l'aide des formules d'interaction présentées au chapitre 6 du TGC volume 10.

11.4.3 Cadre idéal soumis à des forces nodales

Dans un premier temps, nous étudions le comportement théorique *élastique* d'un cadre *parfait* soumis exclusivement à des *forces nodales*. Le comportement du matériau est supposé infiniment élastique linéaire et l'on admet l'absence de défauts de rectitude et d'aplomb des montants (analogie avec l'étude du flambage élastique d'une barre parfaite). Dans de telles conditions, la résistance ultime n'est nullement conditionnée par la résistance du matériau; elle est atteinte lorsque le cadre perd sa stabilité élastique par flambage. L'instabilité se produit pour une valeur de la force appliquée dite *charge critique de flambage élastique* du cadre et selon une configuration appelée *mode d'instabilité*. À partir de l'expression de la charge critique de flambage élastique, on peut en déduire les longueurs de flambage des montants.

Ultérieurement, nous pourrions tenir compte, implicitement, de l'effet défavorable des imperfections structurales (contraintes résiduelles) et géométriques (défaut de rectitude) normalisées des montants comprimés et, explicitement, de la limite d'élasticité du matériau en calculant la *résistance ultime au flambage* des montants; nous nous servirions, pour ce faire, des courbes de flambage.

Il existe de très nombreuses méthodes pour déterminer la charge critique de flambage élastique N_{cr} d'un cadre chargé de forces nodales, ou, ce qui revient au même, les longueurs de flambage des montants (§ 11.4.5). Toutes sont basées sur un même principe: il s'agit de trouver la charge pour laquelle il existe une position déformée finie du cadre, qui permette d'assurer l'équilibre entre les forces appliquées et les efforts intérieurs.

Il est indispensable de distinguer l'instabilité d'un cadre non tenu (mode de flambage à *nœuds déplaçables*), pour lequel la traverse subit une translation horizontale, de celle d'un cadre tenu (mode de flambage à *nœuds fixes*) pour lequel les têtes des montants ne subissent – au premier ordre – aucun déplacement horizontal. À cet égard, il est utile de rappeler que:

- un cadre contreventé, au sens défini au paragraphe 11.2.5, peut être considéré comme tenu latéralement;
- la rigidité du cadre non tenu latéralement peut, si elle est suffisante, autoriser d'étudier la stabilité élastique du cadre comme si celui-ci était doté d'un appui latéral; le fait d'être rigide, pour un cadre, n'implique pas nécessairement la présence physique d'un appui latéral.

Cadre non tenu (mode de flambage à nœuds déplaçables)

La figure 11.23 illustre de façon schématique les différentes positions de la charge critique de flambage élastique pour un cadre non tenu (souple au sens du paragraphe 11.2.5). Il importe de se rappeler que les modes d'instabilité respectent rarement les conditions de symétrie; en d'autres termes, un cadre non tenu symétrique géométriquement et symétriquement chargé ne «flambe» pas selon un mode d'instabilité symétrique, mais selon le mode indiqué, à savoir un *mode à nœuds déplaçables*.

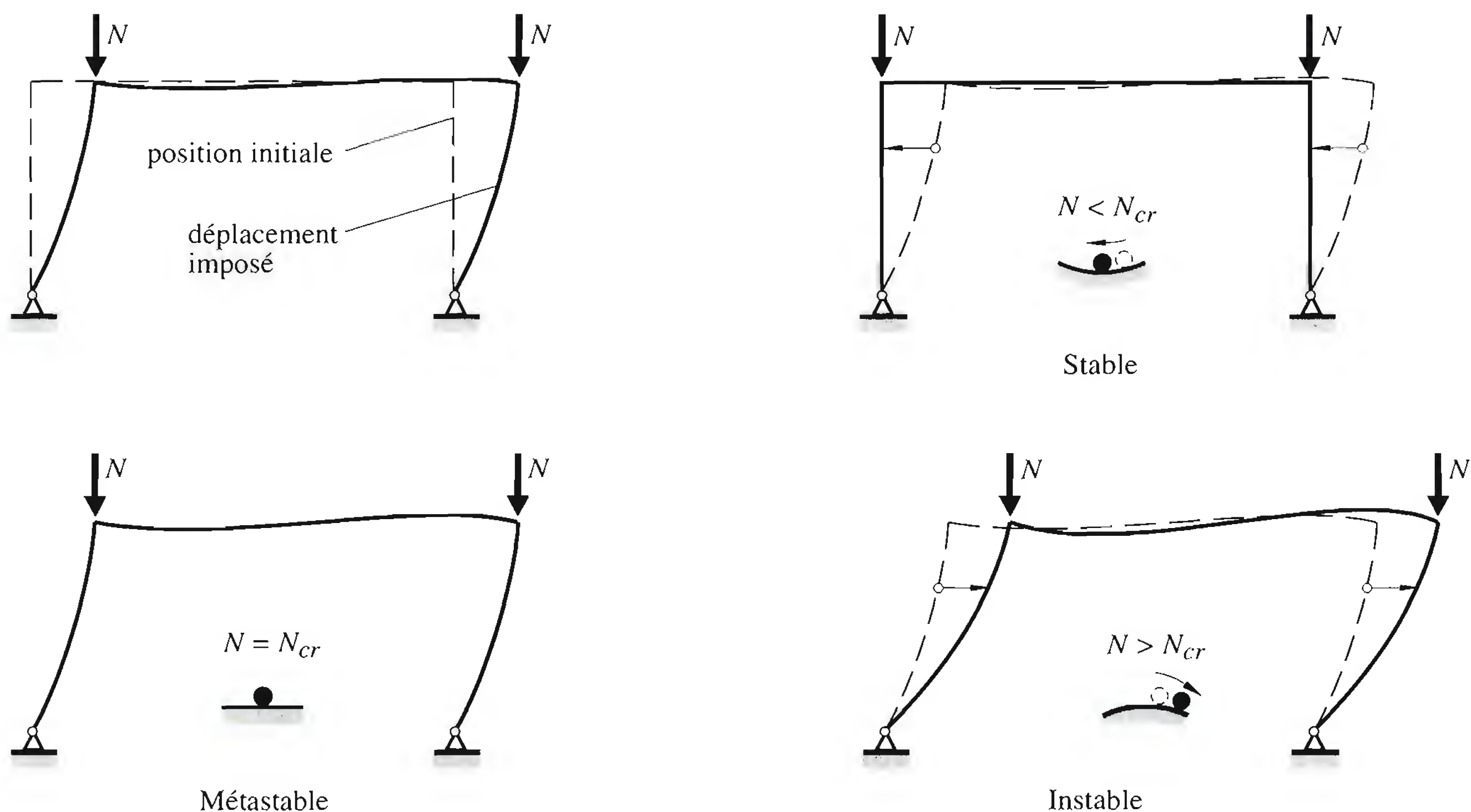


Fig. 11.23 Stabilité de forme d'un cadre non tenu latéralement.

Pour étudier le comportement d'un tel cadre, imaginons qu'on impose une *perturbation* (faible déplacement horizontal au niveau de la traverse du cadre) dans le sens où le mode d'instabilité tend à se développer. Si, dès que la cause de la perturbation disparaît, la structure revient à sa position initiale d'équilibre, cela signifie que la force N est inférieure à la charge critique N_{cr} ; le cadre est dit *stable*. En revanche, pour une force $N > N_{cr}$, la perturbation tend à s'accroître; le cadre est alors dit *instable*. La valeur de N pour laquelle la perturbation subsiste, sans pour autant s'accroître après disparition de la cause, est égale à N_{cr} et le cadre est en équilibre dit *métastable*, ou *neutre*, ou *indifférent*.

Si, dans son état initial, la structure n'est pas fléchie, il n'en est plus de même lorsqu'on a imposé la perturbation et que le cadre a ainsi pris une configuration déformée. C'est grâce à l'énergie interne de déformation de flexion accumulée lors de cette perturbation, que le cadre peut, en la restituant, retrouver sa configuration initiale; cette restitution correspond physiquement à un effet de rappel élastique s'exerçant sur le cadre.

La perturbation – à savoir le déplacement imposé – doit être cinématiquement admissible, c'est-à-dire respecter les conditions d'appui et les degrés de liberté des nœuds. Plusieurs déformées permettent d'atteindre un équilibre métastable du cadre; elles correspondent à autant de modes d'instabilité, auxquels sont associées des valeurs différentes de la charge critique de flambage élastique. Le mode d'instabilité déterminant est celui qui fournit la charge critique la plus faible. Celle-ci servira à déterminer la longueur de flambage des montants, à partir de laquelle nous pourrons ultérieurement calculer la résistance ultime au flambage par le biais des courbes de flambage. Cette longueur de flambage incorpore *ipso facto* l'influence défavorable de la mobilité latérale du cadre sur la stabilité de celui-ci; elle est supérieure à la longueur de flambage des montants d'un même cadre tenu latéralement.

Selon l'Eurocode 3 (§ 5.2.6.1(2)), la résistance au flambage d'un cadre non tenu souple doit être vérifiée non seulement vis-à-vis d'un mode à nœuds déplaçables, mais également vis-à-vis d'un mode à nœuds fixes.

Cadre tenu (mode de flambage à nœuds fixes)

Si un cadre similaire à celui de la figure 11.23 est soit rigide (au sens du § 11.2.5), soit contreventé, son instabilité se produit selon un mode à nœuds fixes. Dans ce cas, l'étude de la stabilité du cadre est réduite à celle de la stabilité des montants dont les extrémités ne peuvent subir de déplacement latéral différentiel. La résistance du cadre se ramène à la résistance des montants comprimés, auxquels la traverse procure un certain degré d'encastrement élastique (fig. 11.24). Pour effectuer la vérification de la résistance, on fait alors usage des courbes de flambage.



Fig. 11.24 Stabilité de forme de deux cadres tenus latéralement.

11.4.4 Cadre idéal soumis à des forces non nodales

Au contraire de ce qui a été abordé dans le paragraphe 11.4.3, examinons le cas d'un cadre *idéal* soumis cette fois à des *forces non nodales*. La différence entre ces situations respectives justifie la nécessité d'une autre approche. Nous distinguerons à nouveau le mode d'instabilité d'un cadre non tenu (à nœuds déplaçables) de celui d'un cadre tenu (à nœuds fixes). Par souci de clarté, nous inversons toutefois l'ordre de présentation adopté au paragraphe 11.4.3.

Cadre tenu (mode de flambage à nœuds fixes)

Considérons que le cadre est rigide, au sens du paragraphe 11.2.5, ou alors contreventé (fig. 11.25), chargé de forces non nodales. Son instabilité se produit selon le mode à nœuds fixes. La différence fondamentale entre deux cadres identiques, soumis à des forces nodales et non nodales respectivement, est la présence, dans le second cas, d'un moment de flexion M dans l'élément comprimé et ce, dès avant que l'instabilité du cadre ne se produise. En effet, la force répartie sur la traverse génère des moments de continuité à la jonction montant-traverse. Une situation similaire se présente lorsque des forces transversales agissent de manière concentrée ou répartie sur le montant (vent sur la façade, réaction du corbeau de la voie de roulement, etc.).

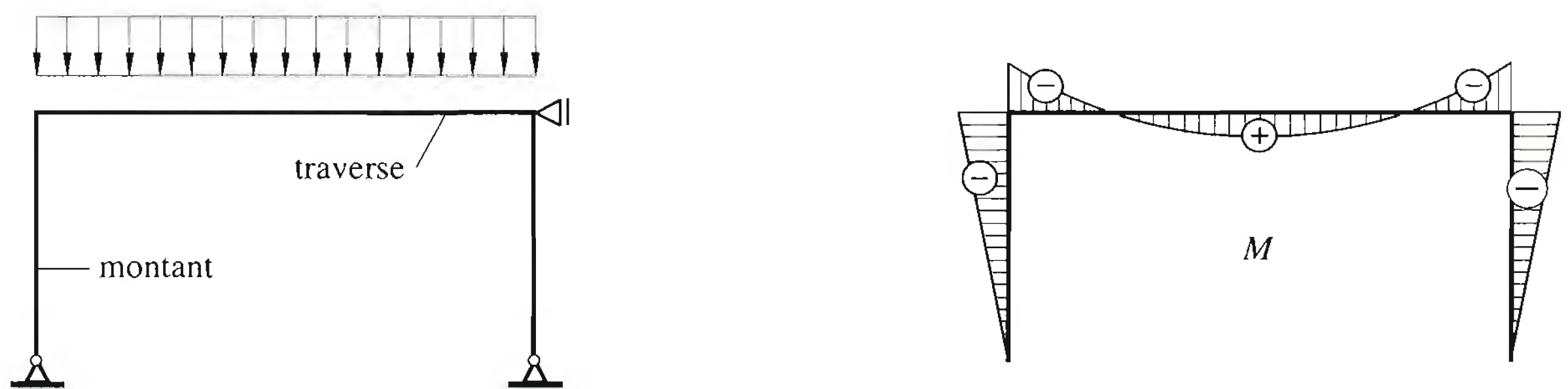


Fig. 11.25 Cadre tenu (soumis à des forces non nodales).

La flexion d'un montant de cadre soumis à des forces non nodales provient fréquemment des mêmes actions que celles ayant déjà induit l'effort normal. L'exemple de cadre de la figure 11.25 montre bien que c'est la force sur la traverse qui crée à la fois l'effort de compression et la flexion dans le montant. Cette flexion a pour conséquence que la résistance ultime du montant sera réduite par rapport à ce même montant sollicité uniquement par l'effort de compression.

Pour le mode d'instabilité à nœuds fixes, il est alors possible d'isoler les différents éléments du cadre. Toutefois, à part l'influence de l'interaction entre l'effort normal N et le moment de flexion M , des effets locaux du second ordre dans les éléments comprimés doivent encore être pris en considération. La résistance ultime de l'élément est limitée par la résistance ultime de la section la plus sollicitée. Elle sera déterminée en faisant usage des formules d'interaction, dans lesquelles les termes relatifs à l'effort normal de compression interviennent avec la longueur de flambage du montant de cadre tenu (TGC vol. 10, chap. 6).

Cadre non tenu (mode de flambage à nœuds déplaçables)

La mobilité latérale du cadre affecte la résistance au flambage élastique ainsi que nous l'avons déjà souligné lors de l'étude du cadre chargé de forces nodales. Par ailleurs, la nature non nodale des charges appliquées accentue l'effet de flexion et contribue à réduire la résistance.

L'approche et la solution des problèmes de stabilité élastique sont similaires au cas précédent; la seule différence réside dans l'usage d'une charge critique de flambage élastique, et donc d'une longueur de flambage, qui tient compte de l'influence défavorable de cette mobilité latérale sur la stabilité du cadre. En revanche, l'approche des problèmes de résistance est identique.

11.4.5 Evaluation des longueurs de flambage

Dans la très grande majorité des cas, la vérification de la résistance au flambage d'un cadre se ramène à la vérification de la résistance au flambage de ses éléments structuraux comprimés ou comprimés et fléchis. Cette vérification nécessite la détermination des longueurs de flambage, qui peut être conduite de diverses manières selon le type de calcul effectué (prédimensionnement, avant-projet, vérifications détaillées, etc.).

Les approches possibles sont les suivantes:

- *estimation* de la longueur de flambage sur la base de valeurs limites pour différentes conditions d'appui des montants,
- calcul de l'équilibre élastique du cadre entier à l'aide de la *méthode des déplacements*,
- utilisation d'*abaques* présentant, sous forme graphique, les valeurs des longueurs de flambage pour un grand nombre de configurations structurales.

Estimation

Selon les diverses conditions d'appui du cadre (fig. 11.26), il est possible de définir des bornes entre lesquelles la longueur de flambage h_K d'un montant doit se situer. Il devient alors possible d'estimer cette longueur de flambage en tenant compte des rigidités relatives entre traverse et montants. Le domaine dans lequel la longueur de flambage varie est relativement restreint pour des cadres tenus latéralement. En revanche, il peut être assez large lorsqu'on doit déterminer la longueur de flambage relative à un mode d'instabilité à nœuds déplaçables. L'estimation sera alors facilitée par «le sens de la statique» de l'ingénieur et par son expérience tirée de calculs similaires antérieurs.

Une telle évaluation suffit souvent lors de prédimensionnements. On devrait aussi y avoir recours pour contrôler les valeurs de longueur de flambage obtenues sur la base d'un calcul par ordinateur ou à l'aide d'abaques.

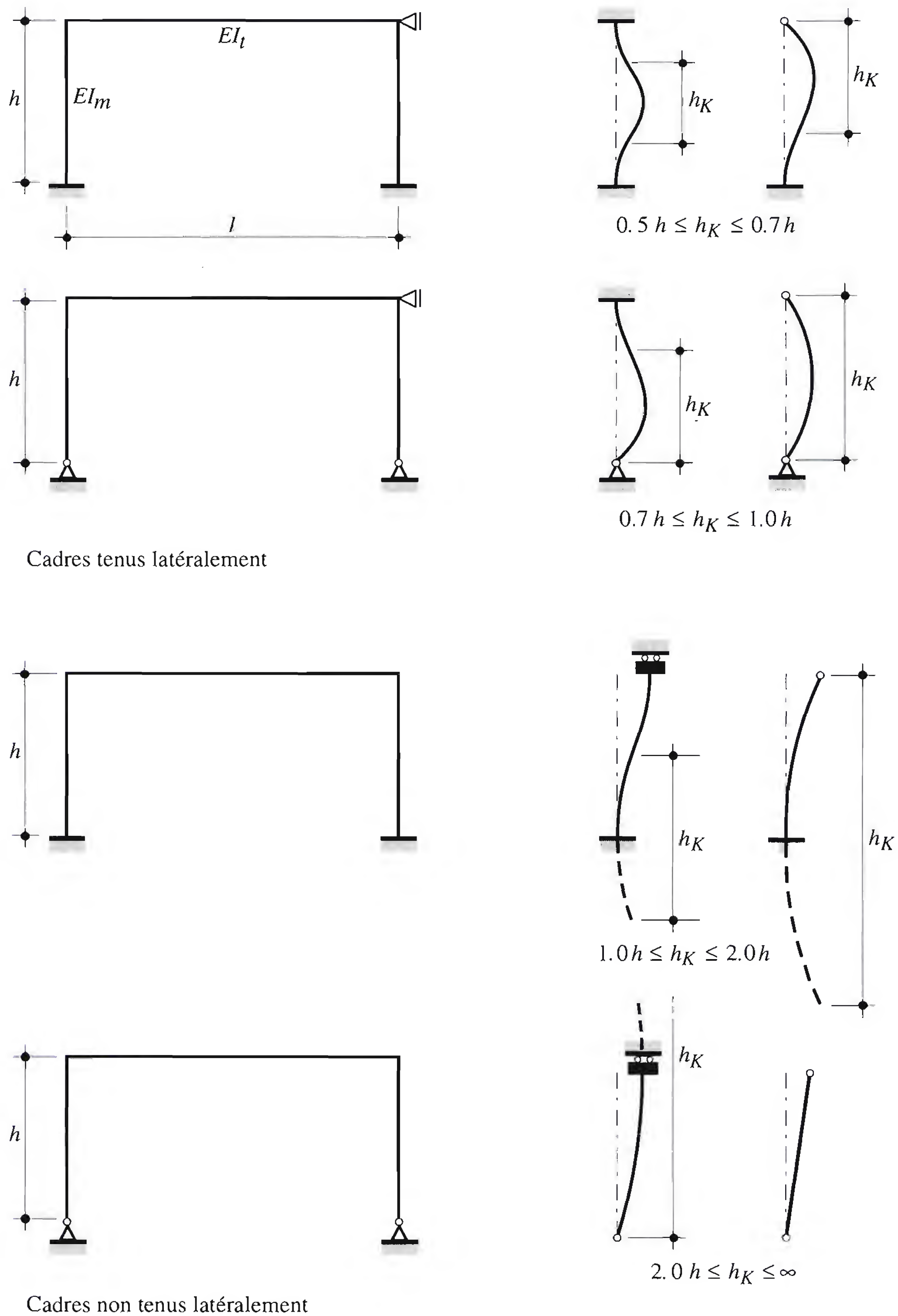


Fig. 11.26 Valeurs limites des longueurs de flambage.

Méthode des déplacements

En appliquant la méthode des déplacements (TGC vol. 4), la charge critique de flambage élastique du montant d'ordre i d'un cadre est donnée par :

$$N_{cr,i} = \frac{\Phi_i^2 EI_i}{h_i^2} \quad (11.11)$$

où Φ_i est un coefficient numérique dépendant des conditions d'appui du système statique et des rigidités relatives entre traverse et montants.

La longueur de flambage h_{Ki} du montant peut alors être déduite en égalant cette charge critique à l'expression de la charge critique de flambage élastique (appelée aussi «charge d'Euler») d'une barre bi-articulée de longueur h_i :

$$\frac{\Phi_i^2 EI_i}{h_i^2} = \frac{\pi^2 EI_i}{h_{Ki}^2} \quad (11.12)$$

d'où :

$$h_{Ki} = \frac{\pi}{\Phi_i} h_i \quad (11.13)$$

Cette approche est de toute évidence susceptible de fournir une valeur «exacte» des longueurs de flambage des montants puisqu'on procède à l'étude de la stabilité élastique du cadre en tant que tel.

Abaques

Pour des structures simples, tels les cadres de halles à un seul niveau, les résultats du calcul par la méthode des déplacements (ou toute autre méthode élastique) peuvent être utilement présentés sous forme graphique. Ceci permet d'évaluer rapidement la longueur de flambage sans devoir refaire chaque fois un calcul complet de la résistance au flambage élastique de la structure. La représentation graphique que nous donnons ici (fig. 11.27) est également contenue dans les tables SZS C4.1.

L'effet des encastremements élastiques est pris en considération en exprimant la rigidité relative du montant par rapport à celle de la traverse (on devrait considérer EI en lieu et place de I en cas de matériaux ayant des modules d'élasticité E différents). Il est important de distinguer les cadres tenus (mode d'instabilité à nœuds fixes) des cadres non tenus (mode d'instabilité à nœuds déplaçables).

Dans cette représentation graphique, le type de structure est caractérisé par un facteur η et par l'une des six courbes A à F, en fonction des conditions d'appui. Ayant calculé la valeur du paramètre ρ :

$$\rho = \eta \frac{EI_m / h}{EI_t / l} = \eta \frac{I_m l}{I_t h} \quad (11.14)$$

nous tirons de l'abaque (fig. 11.27) le quotient h_K/h de la longueur de flambage h_K à la hauteur h du montant. Il est intéressant de remarquer que :

- les asymptotes verticales des courbes A, B et C, relatives aux cadres tenus latéralement, correspondent aux valeurs bien connues de 0.7, 1.0 et 1.0, respectivement ;
- les courbes D, E et F, relatives aux cadres non tenus (souples), donnent des valeurs supérieures à 1.0 (courbes D et E) ou même 2.0 (courbe F) ; les valeurs de la courbe D tendent vers 2.0 et les valeurs des courbes E et F tendent vers l'infini.

η	CADRES TENUS LATÉRALEMENT			CADRES NON TENUS LATÉRALEMENT		
	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)
$\frac{3}{2}$						
1						
$\frac{3}{4}$						
$\frac{1}{2}$						
$\frac{1}{4}$						
$\frac{3}{16}$						

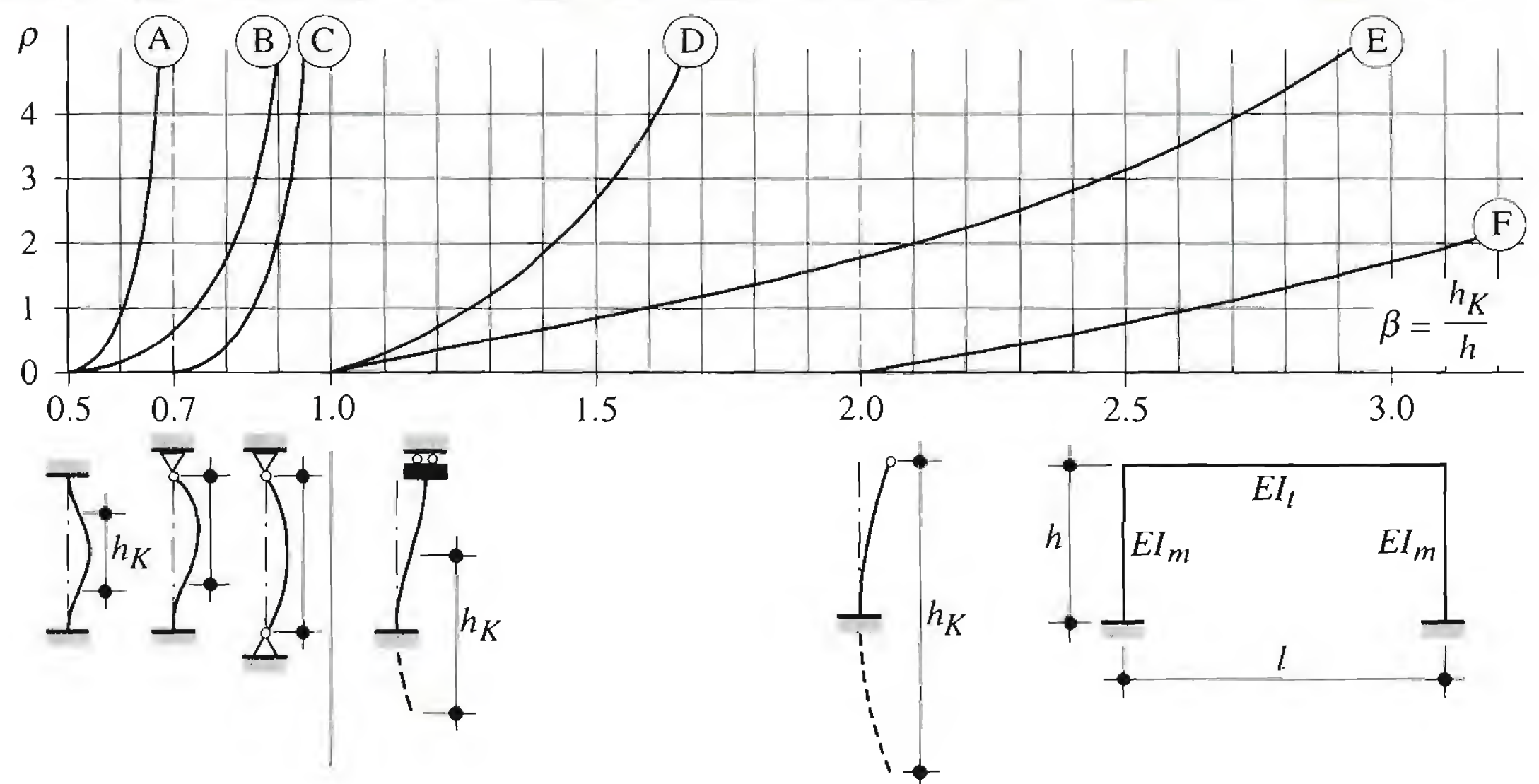


Fig. 11.27 Exemple d'abaques pour l'évaluation de la longueur de flambage.

Il est évident que des abaques ne peuvent être considérés comme des aides au calcul que pour des situations précisément décrites. Par exemple, les abaques de la figure 11.27 ne fournissent pas de solution rigoureuse à bon nombre d'autres situations rencontrées en pratique (cadres à baies multiples, cadres à étages multiples, etc.). En effet, le concept de sous-structure sur lequel ils sont basés – à savoir un montant et les traverses adjacentes aux extrémités de ce montant – ne peut traduire le comportement de la structure réelle que si les extrémités des traverses adjacentes présentent des conditions d'appui compatibles avec la réponse de la structure réelle.

Par ailleurs, ces abaques ne prennent nullement en compte les encastremements élastiques des extrémités du montant considéré, qui seraient procurés par le prolongement éventuel du montant soit vers l'étage supérieur, soit vers l'étage inférieur ou la fondation. Nous verrons à la section 13.4 qu'il est possible de substituer aux abaques de la figure 11.27 d'autres abaques plus généraux et particulièrement bien adaptés aux cadres à étages multiples, bien que reposant encore sur le concept de sous-structure et ayant été développés sur la base d'hypothèses simplificatrices.

11.4.6 Effet d'un contreventement de toiture

Nous avons expliqué au paragraphe 11.2.5 la différence entre cadre souple (non tenu) et cadre rigide. Le fait de limiter le déplacement horizontal contribue à relever très substantiellement la charge critique de flambage élastique d'un cadre idéal (ou réduire la longueur de flambage, selon le mode à nœuds déplaçables, du montant); ceci peut être réalisé soit par un contreventement vertical (dans le plan du cadre), soit, ce qui est très fréquent dans les halles, par un contreventement horizontal (dans le plan de la toiture).

Le contreventement de toiture trouve ses appuis au droit de cadres d'extrémité, voire parfois intermédiaires, cadres qui sont soit contreventés dans leur plan, soit rigides (voir aussi § 3.3.3). Le contreventement de toiture joue donc le rôle d'appui élastique pour les cadres intermédiaires. Si la rigidité de l'appui élastique est suffisante, il devient parfaitement capable de stabiliser les cadres et même de les rendre «rigides», donc considérés comme tenus latéralement.

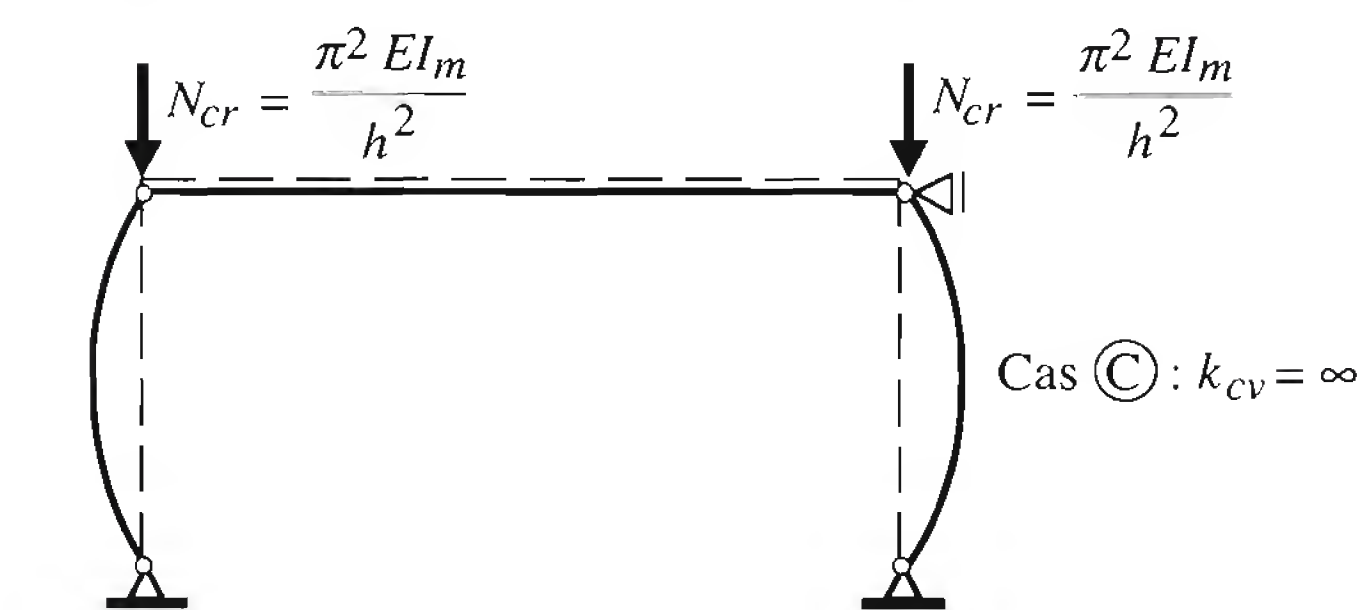
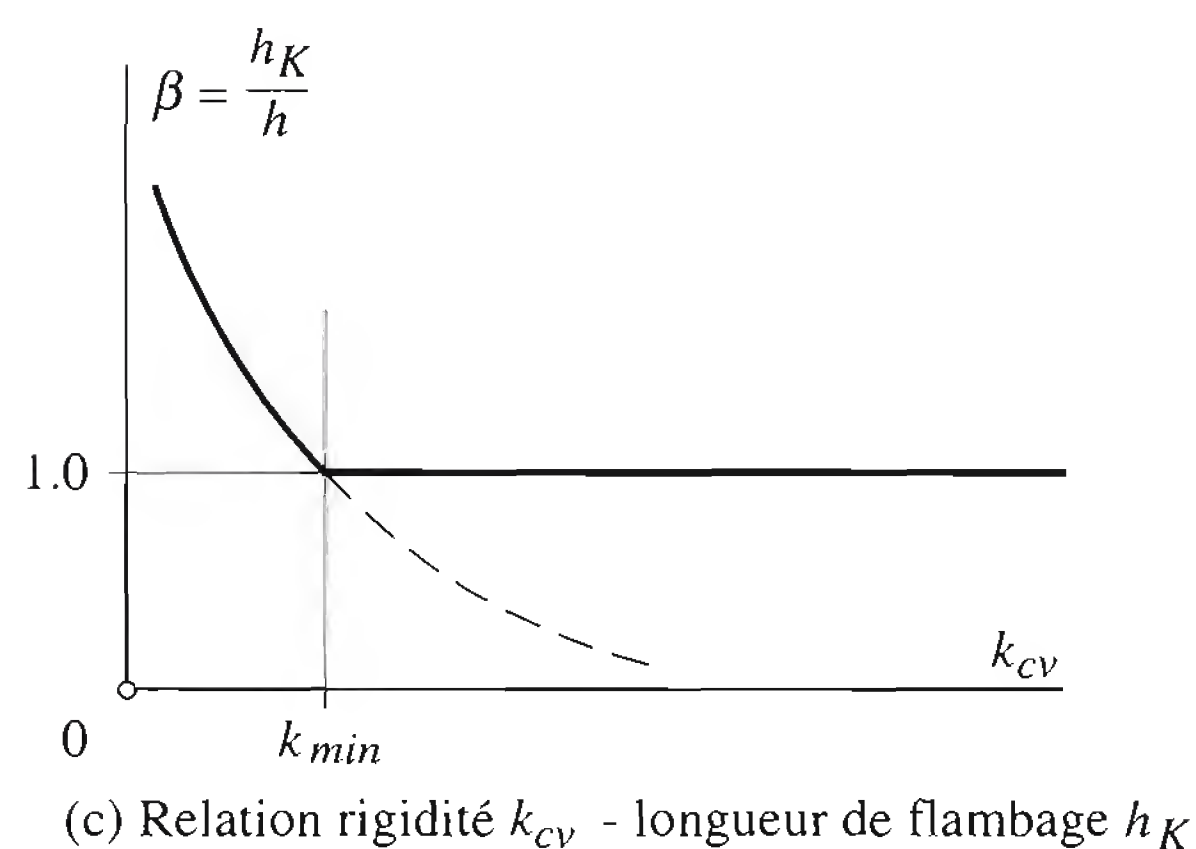
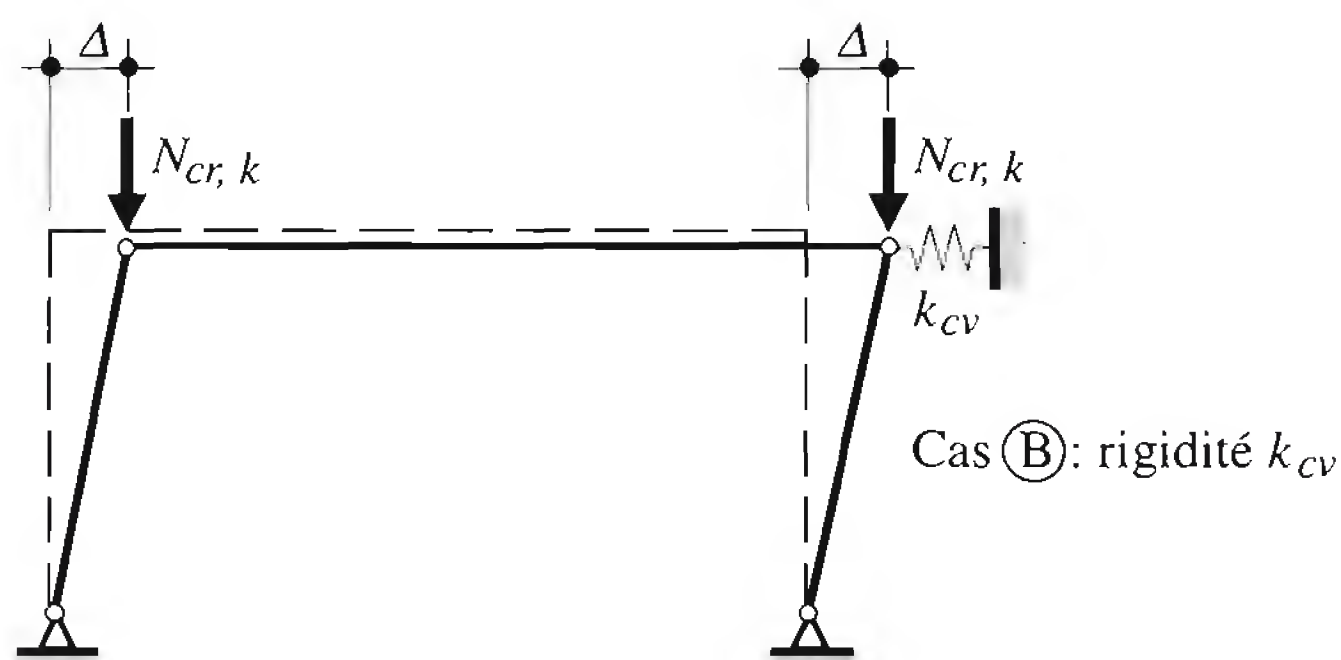
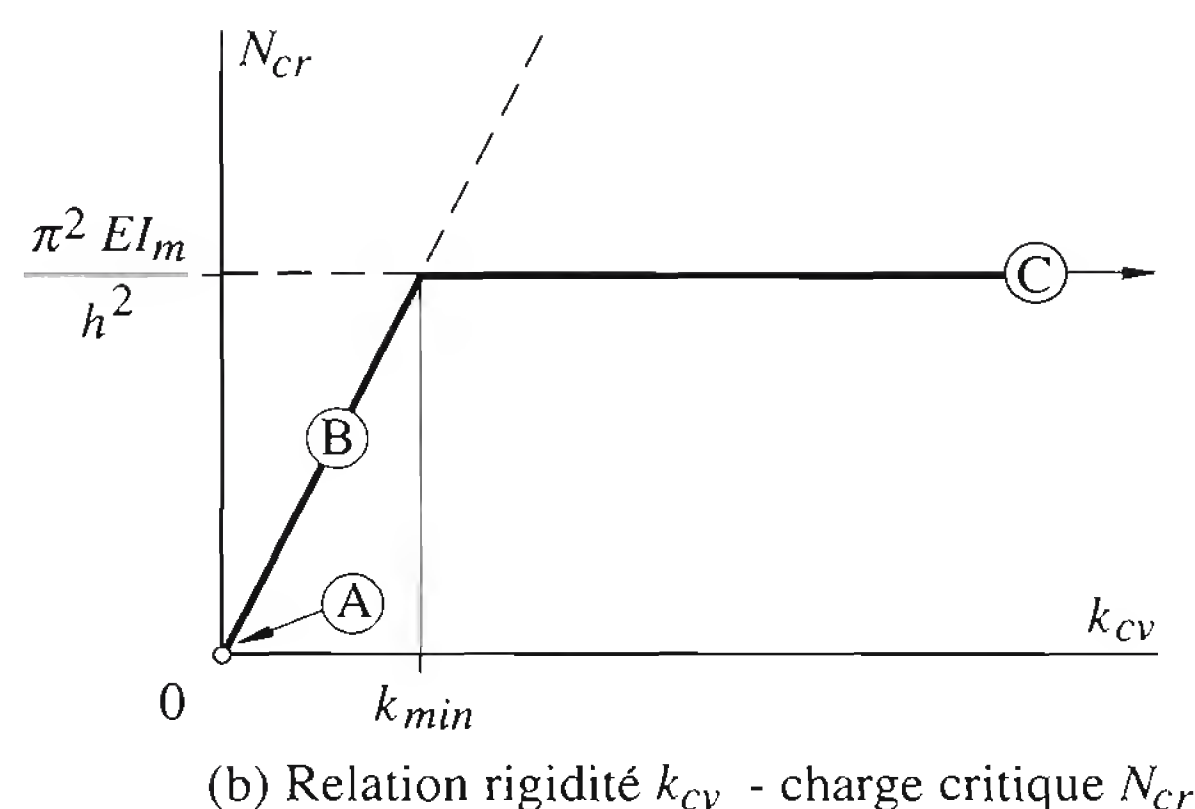
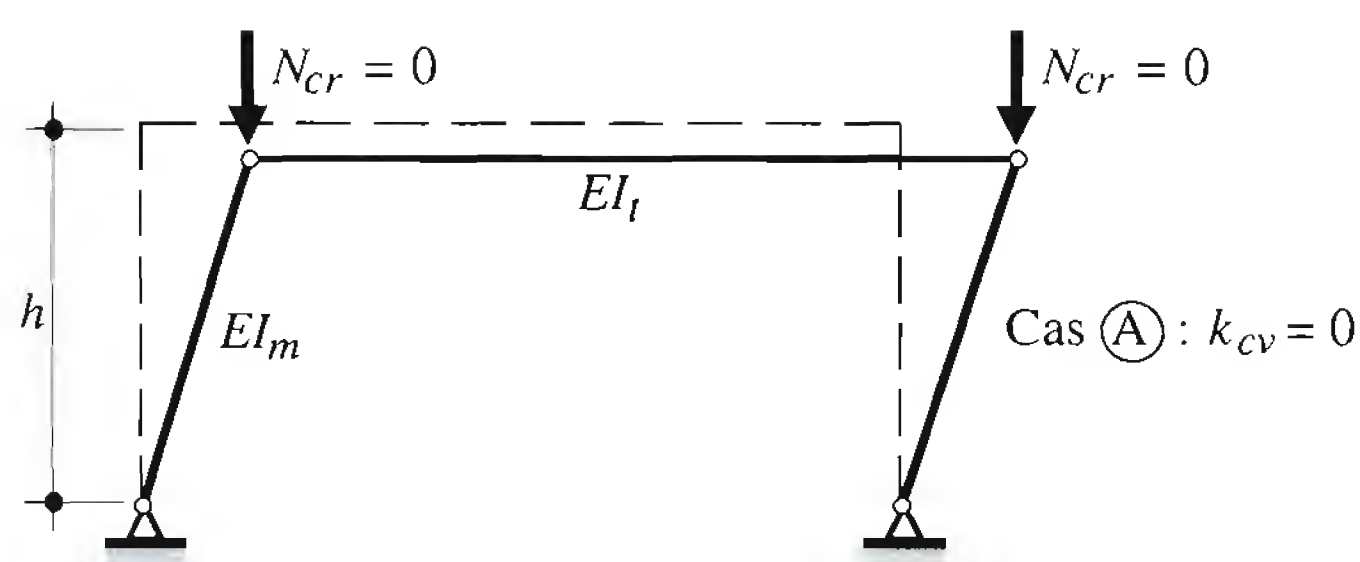
Pour illustrer ceci, prenons le cas extrême du cadre à quatre articulations de la figure 11.28(a). Sans appui latéral (contreventement), le cadre est un système hypostatique (cas A), instable par nature et sa charge critique est nulle. La longueur de flambage des montants est infinie et l'instabilité se produit selon un mode à nœuds déplaçables sans aucune flexion d'un quelconque élément du cadre.

Considérons maintenant que l'influence du contreventement de toiture soit représentée par un ressort élastique de rigidité k_{cv} situé au niveau de la toiture, donc de la traverse (cas B). La charge critique $N_{cr,k}$ de ce système contreventé peut être obtenue en exprimant, dans la configuration déformée en parallélogramme, l'équilibre des moments induits par les forces agissant sur le cadre. Pour un déplacement horizontal virtuel Δ , les forces verticales produisent un moment de déstabilisation latérale du cadre en raison de leur excentricité Δ ; par contre, le ressort exerce une action stabilisatrice. La charge critique est obtenue en égalant le moment de déstabilisation et le moment stabilisant:

$$2 N_{cr,k} \Delta = k_{cv} \Delta h \quad (11.15)$$

$$\text{d'où:} \quad N_{cr,k} = \frac{1}{2} k_{cv} h \quad (11.16)$$

Contrairement à ce que pourrait laisser croire la relation (11.16), la charge critique ne peut pas indéfiniment augmenter avec la rigidité k_{cv} du ressort. En effet, cette charge critique du système non tenu ne



(a) Influence de la rigidité k_{cv} de l'appui latéral

Fig. 11.28 Influence d'un appui latéral sur la charge critique de flambage élastique d'un cadre à quatre articulations.

peut jamais excéder la charge critique du cadre tenu (cas C). Cette dernière est calculée avec un ressort de rigidité infinie $k_{cv} = \infty$ pour laquelle la charge critique vaut :

$$N_{cr\infty} = \frac{\pi^2 EI_m}{h^2} \quad (11.17)$$

Il s'ensuit qu'au-delà d'une certaine valeur limite, un accroissement de la rigidité du ressort n'entraîne plus d'augmentation de la charge critique (fig. 11.28(b)). Autrement dit, il existe une rigidité minimale k_{min} à donner au ressort pour que le cadre se comporte comme s'il était tenu latéralement. En égalant les expressions (11.16) et (11.17), on obtient cette rigidité minimale :

$$\frac{\pi^2 EI_m}{h^2} = \frac{1}{2} k_{min} h \quad (11.18)$$

d'où :

$$k_{min} = \frac{2 \pi^2 EI_m}{h^3} \quad (11.19)$$

La longueur de flambage h_K des montants est alors égale à la hauteur h pour toute valeur de k_{cv} supérieure à k_{min} (fig. 11.28(c)). Examinons maintenant le cas d'un cadre quelconque, non symétrique, de degré d'hyperstaticité $n > 0$, non tenu latéralement (fig. 11.29(a)). Nous avons vu précédemment (§ 11.4.5) comment calculer un tel cadre selon qu'il est souple ou rigide. La figure 11.29(b) montre la position déformée du cadre et la figure 11.29(c) indique la relation entre la longueur de flambage et la rigidité k_{cv} du ressort qui représente l'effet du contreventement. Nous y retrouvons le cas du mode d'instabilité à nœuds déplaçables latéralement (cadre non tenu, $k_{cv} = 0$) et celui du mode d'instabilité à nœuds non déplaçables latéralement (cadre tenu, $k_{cv} = \infty$). Les liaisons rigides entre montants et traverse font que tout mode d'instabilité entraîne une déformation de flexion dans tous les composants du cadre. Ceci explique que, contrairement au cas précédent, il n'y ait pas découplage complet entre modes. Ici, la longueur de flambage ne tend qu'asymptotiquement vers la valeur $\beta = 1.13$, correspondant à un cadre tenu avec une augmentation de la rigidité du ressort. De plus, on constate dans cet exemple que le rapport β pour le montant de gauche du cadre tenu est plus grand que 1.0; ceci provient de la géométrie particulière du cadre dont les deux montants sont de longueur différente.

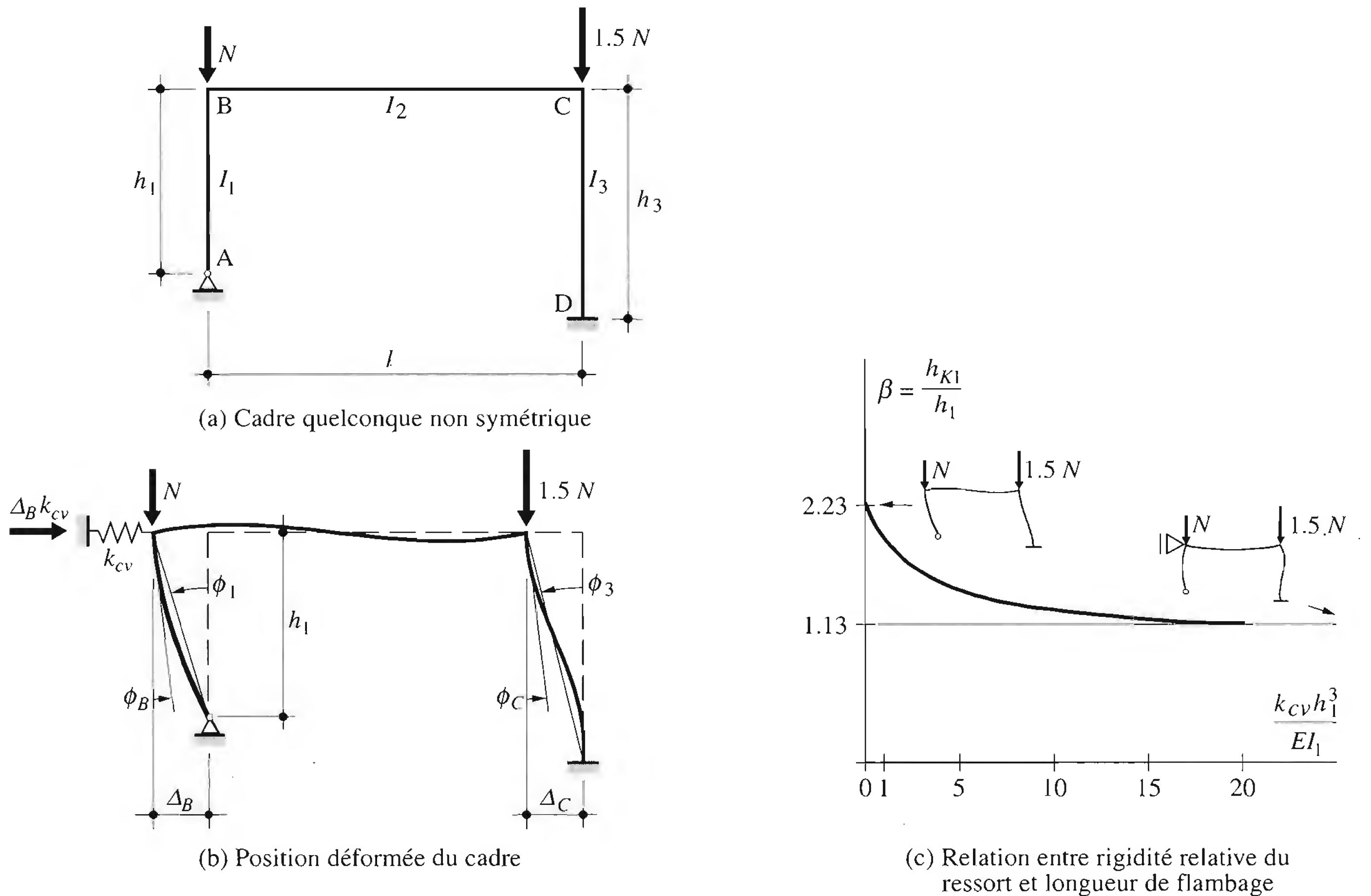


Fig. 11.29 Influence d'un appui latéral sur la charge critique de flambage élastique d'un cadre souple.

En pratique, on pourra toutefois admettre que le ressort est équivalent à un appui latéral fixe si les effets de ces deux types d'appui (fixe et élastique) ne diffèrent que d'une petite valeur limite conventionnelle. Cette dernière peut par exemple être exprimée par rapport à la longueur de flambage correspondant à l'appui fixe. Cela revient à dire que, pour assurer la stabilité latérale d'un cadre, il n'est indispensable ni de réaliser un appui fixe parfait, ni même d'augmenter indéfiniment sa rigidité puisqu'au-delà

d'une valeur limite de cette dernière, le gain réalisé sur la charge critique de flambage élastique devient non significatif.

Cette constatation est d'un grand intérêt; en effet, dans la plupart des cadres de halle, la stabilisation de nombreux cadres est assurée par un contreventement de toiture qui n'est pas infiniment rigide. La rigidité du ressort équivalent doit donc être déterminée de façon à représenter l'influence du reste de la structure sur le cadre étudié. De plus, comme le contreventement de toiture participe à la stabilisation de plusieurs cadres, l'effet du ressort varie d'un cadre à l'autre.

Pour illustrer ceci, considérons l'exemple de la figure 11.30. Nous admettons que chaque cadre intermédiaire de la halle est soumis à des forces nodales identiques, comme le montre le système statique de l'ensemble de la structure (fig. 11.30(a)). Le cadre le plus critique est de toute évidence celui du milieu, dont la figure 11.30(b) rappelle le système statique, puisque c'est là que le déplacement horizontal du contreventement est le plus grand, et que par conséquent l'effet du ressort est le plus faible.

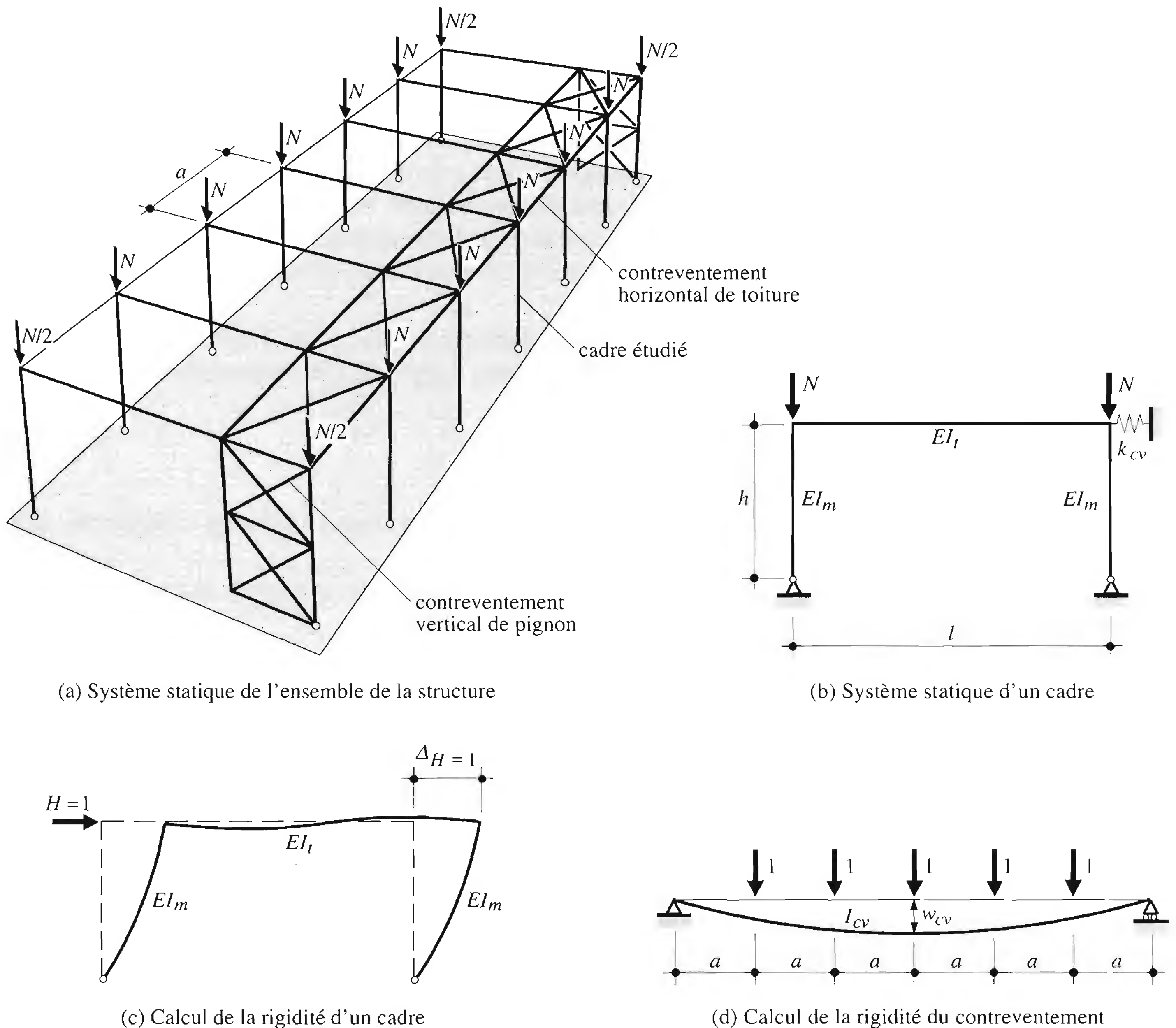


Fig. 11.30 Effet de la rigidité d'un contreventement de toiture.

Pour calculer la charge critique de flambage élastique latéral d'un cadre (et par là sa longueur de flambage), nous avons besoin de connaître sa rigidité k_{cd} et celle du contreventement k_{cv} . La *rigidité d'un cadre* est obtenue par application du principe de la force virtuelle unitaire (fig. 11.30(c)). Une force horizontale $H = 1$ étant appliquée au niveau de la traverse, on détermine le diagramme des moments M dans le cadre sous cette charge et on en déduit le déplacement horizontal $\Delta_{H=1}$. La rigidité du cadre est simplement l'inverse du déplacement ainsi obtenu :

$$k_{cd} = \frac{1}{\Delta_{H=1}} \quad (11.20)$$

A titre d'exemple, la rigidité flexionnelle d'un cadre rectangulaire symétrique articulé aux pieds est la suivante :

$$k_{cd} = \frac{1}{\frac{h^3}{6 E I_m} + \frac{h^2 l}{12 E I_t}} \quad (11.21)$$

Quant à la *rigidité du contreventement*, elle est l'inverse de la flèche horizontale w_{cv} du contreventement obtenue en plaçant des forces unitaires au droit de chaque cadre (fig. 11.30(d)). Nous expliquons en détail au chapitre 14 la manière de déterminer cette flèche, que ce soit pour un contreventement en treillis (barres triangulées) ou en diaphragme (effet développé par une couverture en tôle profilée).

Le système statique du cadre muni de son contreventement est représenté schématiquement à la figure 11.31(a). La déformée d'instabilité latérale du cadre peut être approchée en l'assimilant à celle du même cadre soumis à l'action d'une force horizontale unitaire au niveau de la traverse et appuyé par un ressort de rigidité k_{cv} (fig. 11.31(b)).

Si, dans cette approximation, nous négligeons l'abaissement du point d'application (déformée flexionnelle du cadre et raccourcissement des montants négligés, le déplacement Δ résultant (fig. 11.31(c)) vaut alors :

$$\Delta = \frac{1}{k_{cd} + k_{cv}} \quad (11.22)$$

En remplaçant k_{cv} par $k_{cd} + k_{cv}$ dans l'expression (11.16), on trouve la charge critique du cadre contreventé :

$$N_{cr,k} = \frac{1}{2} (k_{cd} + k_{cv}) h \quad (11.23)$$

En la comparant à la charge critique de flambage élastique (Euler) :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_m}{h_K^2} \quad (11.24)$$

on en tire la longueur de flambage du montant :

$$h_K = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E I_m}{(k_{cd} + k_{cv}) h}} \quad (11.25)$$

Si maintenant nous tenons compte de la déformée due à la flexion des montants et de la traverse ainsi que du raccourcissement des montants (fig. 11.31(d)), la longueur de flambage « exacte » [11.6] est donnée par l'expression suivante :

$$h_K = \sqrt{\frac{4 \alpha \pi^2 E I_m}{(k_{cd} + k_{cv}) h}} \quad (11.26)$$

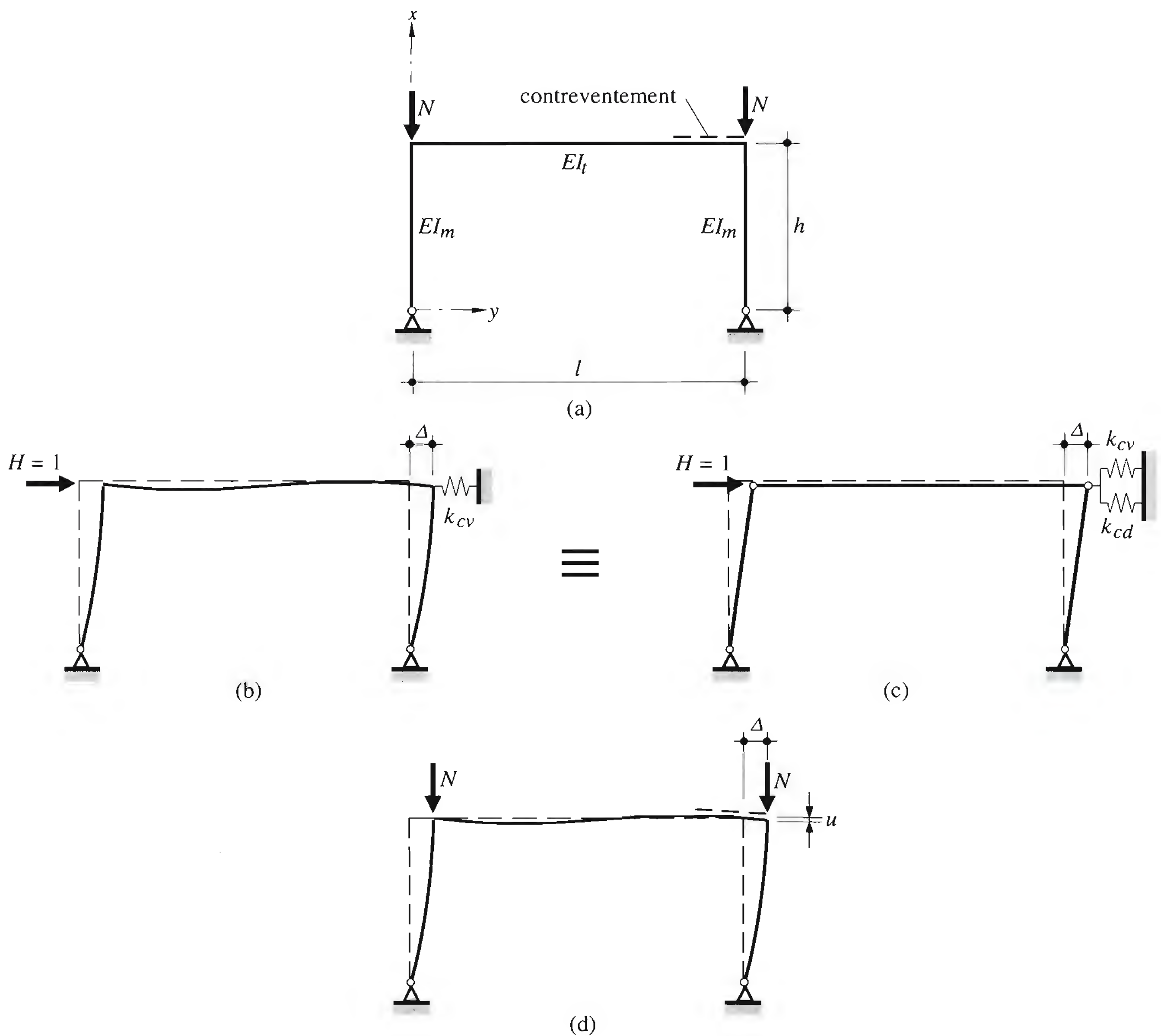


Fig. 11.31 Instabilité latérale d'un cadre rectangulaire muni d'un contreventement de toiture.

Dans cette équation, α est un coefficient qui dépend des conditions d'appui, mais qui varie peu et dont la valeur moyenne peut être adoptée raisonnablement égale à 0.56. Compte tenu des expressions établies pour Δ et k_{cd} , la longueur de flambage peut alors s'écrire pour le cadre de la figure 11.31 :

$$h_K = 2h \sqrt{\frac{2.34}{\frac{k_{cv}}{k_m} + \frac{6}{1 + \frac{I_m}{I_t} \frac{l}{2h}}}} \quad (11.27)$$

- k_m : rigidité du montant ($k_m = E I_m / h^3$)
- k_{cv} : rigidité du contreventement
- I_m : moment d'inertie de la section du montant
- I_t : moment d'inertie de la section de la traverse

Ainsi, connaissant la géométrie du cadre, la rigidité des composants et celle du contreventement de toiture, il est possible de calculer la longueur de flambage du montant du cadre le plus critique tenant compte de l'appui créé par le contreventement. La formule (11.27) donne toujours une longueur de flambage h_K trop grande par rapport à la solution «exacte».

11.4.7 Effet des imperfections géométriques

Nous avons déjà dit que tout cadre souple est affecté d'imperfections géométriques; en particulier, ses montants présentent un faux aplomb dont on tient compte sous forme d'une rotation initiale conventionnelle de leur corde. Nous avons vu par ailleurs (§ 11.2.3) qu'on peut substituer à de telles imperfections de géométrie des forces horizontales équivalentes agissant au niveau de la traverse en concomitance avec les forces de gravité. Ceci a pour résultat qu'en principe l'instabilité du cadre à nœuds déplaçables soumis à des *forces nodales* n'est plus le flambage élastique par bifurcation mais bien par divergence de l'équilibre.

D'autre part, toute force horizontale extérieure directement appliquée, due à une quelconque situation de risque, conduit évidemment à une situation similaire. Les forces horizontales, directement appliquées ou de substitution, ont un double effet :

- au premier ordre, elles introduisent des efforts normaux, respectivement de traction et de compression, dans les montants et une flexion antisymétrique dans tout le cadre;
- elles produisent un déplacement horizontal de la traverse, offrant ainsi un bras de levier aux forces nodales verticales avec, pour résultat, des moments de flexion additionnels dits de second ordre puisque résultant de l'action de ces forces sur un cadre à l'état déformé.

11.5 Procédure de dimensionnement

11.5.1 Prédimensionnement

Si le cadre est à quatre articulations (donc obligatoirement contreventé!), le prédimensionnement des montants et traverses peut être fait sur la base de règles empiriques très simples. Par exemple (voir aussi chap. 6 et 12):

$$\text{montant bi-articulé:} \quad i_y \cong \frac{h_m}{50} \quad (11.28)$$

$$\text{traverse en poutre simple:} \quad h \cong \frac{l}{30} \quad (11.29)$$

- i_y : rayon de giration pour le flambage dans le plan du cadre
 h_m : longueur du montant (hauteur à l'angle de cadre)
 h : hauteur de la section de la traverse
 l : portée de la traverse

Si les angles de cadre sont rigides (cadre isostatique ou hyperstatique), on effectue en général un prédimensionnement sur la base d'un calcul élastique au premier ordre dans lequel on suppose par exemple que l'inertie du montant est la même que celle de la traverse ($I_m = I_t$), ou on fait choix d'un rapport I_m / I_t . Il est également possible de choisir a priori, ou sur la base de sa propre expérience ou encore à l'aide de règles empiriques, des sections initiales de profilés pour les montants et la traverse.

Si le cadre est souple ou en cas de traverse de grande portée, l'aptitude au service devient souvent le critère de dimensionnement. Les valeurs limites du déplacement latéral du cadre ou de la flèche en travée de la traverse peuvent s'avérer être de bonnes bases de prédimensionnement des profilés du cadre.

Une fois le cadre prédimensionné, on effectue une première vérification des barres choisies pour la situation de risque déterminante :

- Montant : à l'aide des formules d'interaction $M-N$ en tenant compte de la longueur de flambage appropriée (cadre tenu, non tenu) et, si nécessaire, des effets de second ordre.
- Traverse : à l'aide de la résistance de la section la plus sollicitée à la flexion.

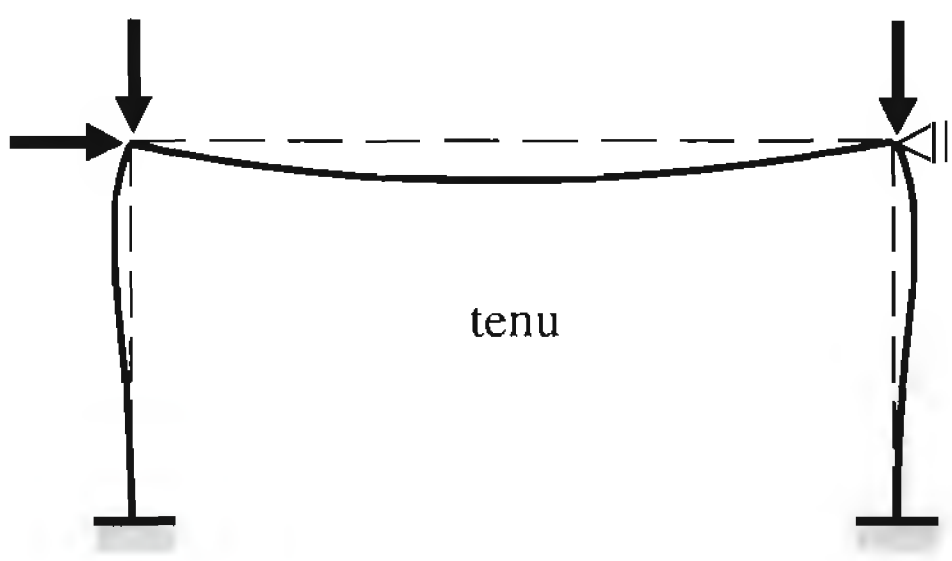
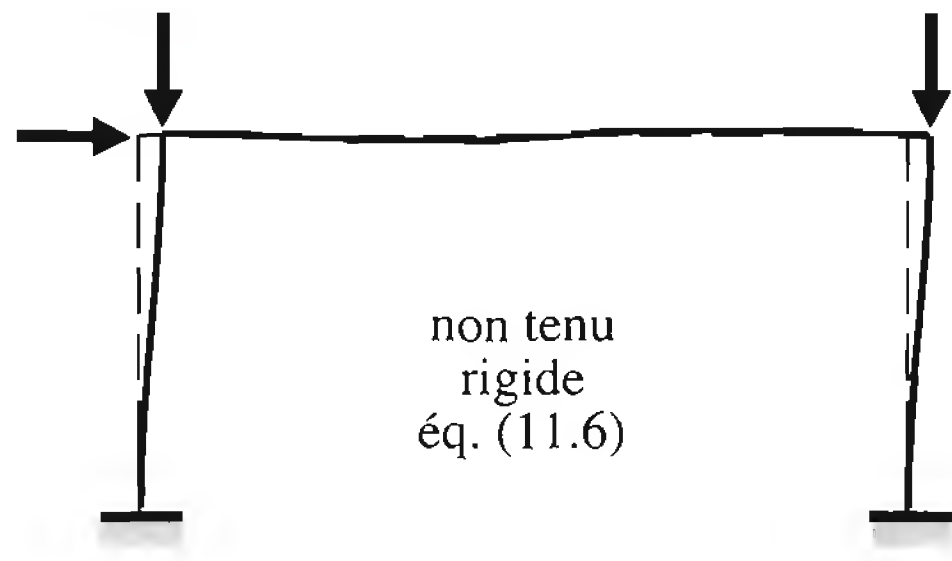
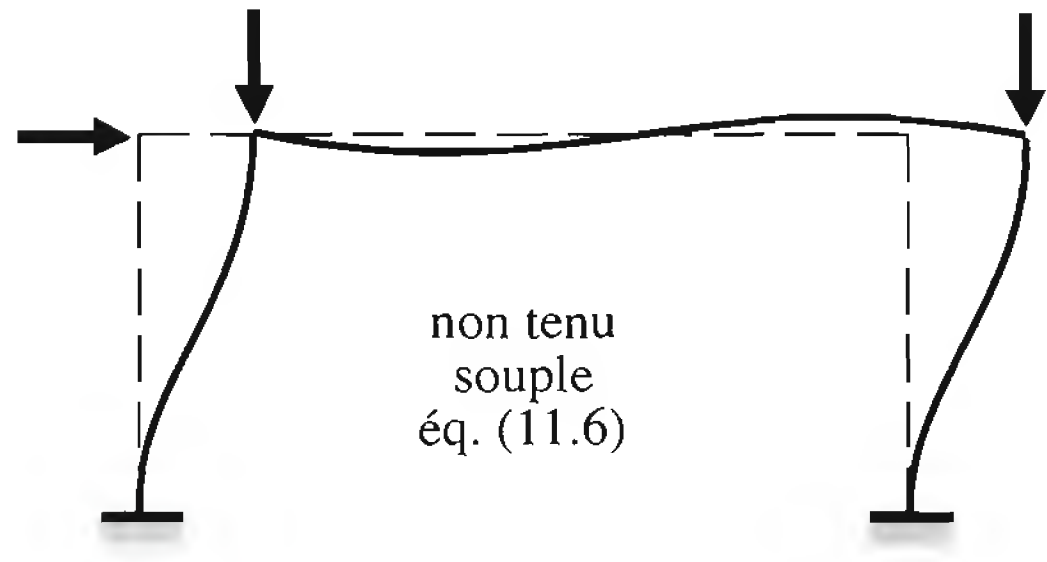
11.5.2 Méthodes de calcul des efforts intérieurs

Après prédimensionnement des sections des barres constituant le cadre, il faut procéder au calcul des efforts intérieurs correspondant à chaque situation de risque. Le choix de la méthode de calcul n'est pas libre, car il est subordonné au type de cadre (tenu ou non tenu, rigide ou souple, fig. 11.32) et à l'adéquation des sections transversales au type de calcul envisagé (conditions d'élancement selon la norme SIA 161 ou classes de section selon l'Eurocode 3).

Les méthodes théoriquement possibles, qui seront par la suite examinées dans le détail l'une après l'autre, sont les suivantes :

- *Calcul élastique au premier ordre.* Ce calcul convient aux cadres tenus (contreventés) ou non tenus, rigides. On peut généralement négliger les flèches initiales des éléments comprimés parce que leur effet sur les résultats du calcul statique n'est normalement pas significatif. Toutefois, la résistance des éléments comprimés ou comprimés et fléchis doit être vérifiée en tenant compte des imperfections géométriques conventionnelles.
- *Calcul élastique au second ordre.* Ce calcul convient aux cadres souples. Les imperfections initiales doivent être prises en compte sous forme de rotations initiales des montants, qu'il est possible de convertir en forces horizontales équivalentes. Les techniques d'analyse numérique des structures permettent actuellement d'effectuer sans difficultés ce calcul élastique de façon directe en tenant compte des imperfections initiales. Pour les cadres simples, ce calcul peut facilement être effectué à la main ou à l'aide de formulaires appropriés.
- *Calcul plastique au premier ordre.* Un tel calcul plastique peut être fait à la main pour des structures simples. Comme il ne fait pas intervenir les effets d'instabilité, la détermination de la charge critique de flambage élastique demeure nécessaire. Une fois celle-ci trouvée, on peut tenir compte de l'interaction entre plasticité et instabilité par la formule de Merchant-Rankine (§ 11.5.4).
- *Calcul plastique au second ordre.* Un tel calcul convient aux cadres souples, pour lesquels les effets $P-\Delta$ doivent être pris en compte. La méthode doit considérer la détérioration progressive de la rigidité du cadre au fur et à mesure de la formation de rotules plastiques qui accroît sa sensibilité au déplacement latéral et aux effets de second ordre. Les techniques d'analyse numérique des structures permettent de traiter de tels cas, mais des méthodes simplifiées sont aussi à disposition.

Si les vérifications effectuées ne sont pas satisfaites, il est évidemment nécessaire de modifier les sections des barres du cadre, de procéder à un nouveau calcul des efforts intérieurs et de refaire les vérifications. Un nouveau dimensionnement est également indiqué si les éléments sont fortement surdimensionnés.

Type de cadre	Type de calcul des efforts intérieurs
 tenu	premier ordre (§11.5.3) <ul style="list-style-type: none">élastiqueplastique $\left(\bar{\lambda}_K \leq 0.40 \left[\frac{A f_y}{N_d} \right]^{0.5} \right)$
 non tenu rigide éq. (11.6)	premier ordre (§11.5.3) <ul style="list-style-type: none">élastiqueplastique $\left(\bar{\lambda}_K \leq 0.32 \left[\frac{A f_y}{N_d} \right]^{0.5} \right)$
 non tenu souple éq. (11.6)	second ordre (§11.5.4) <ul style="list-style-type: none">élastique*<ul style="list-style-type: none">directeamplification<ul style="list-style-type: none">momentslongueurs de flambageplastique

* Voir aussi tableau 11.33

Fig. 11.32 Type de calcul en fonction de la rigidité latérale du cadre.

11.5.3 Calcul des efforts intérieurs au premier ordre

La méthode de calcul *élastique* au premier ordre n’appelle pas de remarque particulière. On peut utiliser indifféremment l’une ou l’autre méthode de calcul des structures (hyperstatiques) élastiques linéaires.

Si l’on souhaite utiliser une méthode de calcul *plastique* au premier ordre (§ 11.3.4), le coefficient d’élancement – pour le flambage dans le plan du cadre – des montants dans lesquels se forment des rotules plastiques, ne devrait pas être trop grand.

L’Eurocode 3 pose l’exigence suivante pour l’application de l’analyse globale rigide-plastique :

- pour les cadres contreventés (tenus):

$$\bar{\lambda}_K \leq 0.40 \left(\frac{A f_y}{N_d} \right)^{0.5} \tag{11.30}$$

- pour les cadres non contreventés (rigides):

$$\bar{\lambda}_K \leq 0.32 \left(\frac{A f_y}{N_d} \right)^{0.5} \tag{11.31}$$

$\bar{\lambda}_K$: coefficient d’élancement des montants calculé avec $h_K = h_m$

Ces exigences ont pour but d'éviter l'utilisation de montants trop souples, dont le comportement non linéaire pourrait affecter significativement la répartition des efforts intérieurs et rendre ainsi problématique la répartition obtenue au premier ordre. Lors de la vérification au flambage dans le plan des montants dans lesquels des rotules plastiques se forment, il est recommandé d'adopter comme longueur de flambage h_K conservatrice la hauteur réelle h_m des montants.

11.5.4 Calcul des efforts intérieurs au second ordre

Calcul élastique

Lors d'un *calcul élastique direct au second ordre* (fig. 11.32), seules les rotations initiales des montants sont considérées. Dans cette méthode, l'influence des effets de second ordre $P-\Delta$ est exclusivement reportée du côté des efforts intérieurs. Lors de la vérification de la résistance des éléments comprimés, il faut encore tenir compte des flèches initiales (effets $P-\delta$). Pour ce faire, nous utilisons les courbes de flambage en considérant les longueurs de flambage, dans le plan du cadre, relatives au mode d'instabilité à nœuds fixes. On peut procéder à une évaluation plus précise des longueurs de flambage en faisant usage des aides au calcul développées au paragraphe 11.4.5. Le calcul élastique direct au second ordre reste peu pratiqué parce qu'il dépend de logiciels appropriés, certains pouvant tenir compte des non-linéarités géométriques et matérielles. Même si ces logiciels existent sur le marché, leur diffusion reste encore assez limitée; c'est pourquoi on a le plus souvent recours à l'une des méthodes simplifiées exposées ci-dessous.

Le *calcul élastique par amplification des moments de flexion* est une méthode simplifiée dans laquelle il est tenu compte des effets de second ordre en majorant les moments de flexion – obtenus par un calcul au premier ordre – à l'aide d'un facteur $1 / (1 - Q_d / Q_{cr})$ dont les quantités Q_d et Q_{cr} ont été définies au paragraphe 11.2.5.

Selon l'Eurocode 3, les moments de flexion à majorer sont ceux dus à la flexion associée au déplacement latéral (translation horizontale de la traverse). Ces moments sont dus aux charges horizontales – forces appliquées plus forces équivalentes dues aux imperfections globales d'ossature – ainsi qu'aux charges verticales lorsque soit le cadre, soit la mise en charge verticale n'est pas symétrique. L'Eurocode 3 prescrit toutefois de ne pas utiliser cette méthode lorsque le cadre est particulièrement souple, c'est-à-dire lorsque le rapport Q_d / Q_{cr} est supérieur à 0.25. Pour la vérification des éléments, on peut ici aussi utiliser les longueurs de flambage dans le plan relatives au mode d'instabilité à nœuds fixes.

Cette manière de faire est moins conservatrice que l'approche de certaines normes, dont la norme SIA 161, selon laquelle il y a amplification aussi bien de tous les moments de flexion de premier ordre qu'utilisation des longueurs de flambage relatives au mode d'instabilité à nœuds déplaçables. On se retrouve alors dans des conditions similaires à celles existant au terme d'un calcul élastique direct au second ordre; la seule différence réside dans le fait qu'ici les efforts intérieurs de second ordre sont évalués de manière approchée en majorant certains des moments calculés au premier ordre. Le rapport Q_d / Q_{cr} intervenant dans le coefficient d'amplification peut être approché de la manière suivante:

$$\frac{Q_d}{Q_{cr}} \approx \frac{\Delta}{h} \frac{Q_d}{H_d} \quad (11.32)$$

Q_d : valeur de dimensionnement de la résultante des forces verticales ($Q_d = \Sigma N_d$)

Q_{cr} : charge critique de flambage élastique en cas d'instabilité du cadre selon un mode à nœuds déplaçables ($Q_{cr} = \Sigma N_{cr}$)

- Δ :
- déplacement horizontal du cadre au niveau de la traverse dû à la résultante des forces horizontales
- h :
- hauteur du cadre
- H_d :
- valeur de dimensionnement de la résultante des forces horizontales (forces appliquées plus forces équivalentes dues aux imperfections globales d'ossature)

Cette approximation permet d'éviter le calcul de la charge critique Q_{cr} et de calculer le coefficient d'amplification à partir de résultats d'un calcul au premier ordre; elle est particulièrement intéressante pour les cadres à étages multiples.

Lors d'un *calcul élastique par amplification des longueurs de flambage*, la résistance des montants est calculée avec des longueurs de flambage correspondant au mode d'instabilité à nœuds déplaçables. Cette méthode s'apparente à celle décrite au paragraphe 11.4.3.

Selon l'Eurocode 3, il convient de multiplier par 1.20 les moments de flexion dans les traverses et les assemblages traverse-montant, dus à la déformation latérale. Dans cette méthode, l'influence des effets du second ordre $P-\Delta$ est principalement reportée du côté des longueurs de flambage, donc de la résistance des éléments comprimés. Ceci s'explique par le fait que l'amplification est tout à fait forfaitaire; elle n'est pas nécessairement conservatrice dans tous les cas.

Compte tenu des nuances, parfois subtiles, entre les démarches qui s'offrent à l'ingénieur pour le calcul des efforts intérieurs des cadres simples, il nous a paru utile de dresser, pour des raisons pratiques, un bref résumé (tab. 11.33) des méthodes de calcul élastiques au second ordre [11.7].

Tableau 11.33 Méthodes de calcul élastiques au second ordre.

Méthode de calcul élastique	Imperfections considérées	Efforts intérieurs	Vérifications	Longueurs de flambage	Remarques (selon EC3)
Second ordre direct	φ_0, w_0	N, \mathcal{M}	Résistance des sections	—	
	φ_0		Résistance des sections + flambage des montants	Mode à nœuds fixes	Si montants pas trop souples
Premier ordre + amplification des moments	φ_0	N, \mathcal{M} avec $\mathcal{M} = \frac{1}{1 - \frac{Q_d}{Q_{cr}}} M$	Résistance des sections + flambage des montants	Mode à nœuds fixes	Applicable seulement si $\frac{Q_d}{Q_{cr}} \leq 0.25$
Premier ordre + amplification des longueurs de flambage	φ_0	N, \mathcal{M} avec $\mathcal{M} = 1.2 M$	Résistance des sections + flambage des montants	Mode à nœuds déplaçables	Applicable si $\frac{Q_d}{Q_{cr}} > 0.25$

- N :
- effort normal
- M :
- moment de flexion de premier ordre
- \mathcal{M} :
- moment de flexion de second ordre

Calcul plastique

La méthode simplifiée de calcul plastique des cadres souples (fig. 11.34(a)), pour lesquels les effets de second ordre doivent être pris en compte, repose sur un critère de rigidité du cadre. L'évaluation de cette rigidité utilise les résultats de deux analyses fort simples dans leur principe, à savoir l'analyse de flambage par bifurcation et l'analyse rigide-plastique. Les résultats de ces deux analyses indépendantes sont ensuite utilisés pour évaluer le degré de rigidité du cadre.

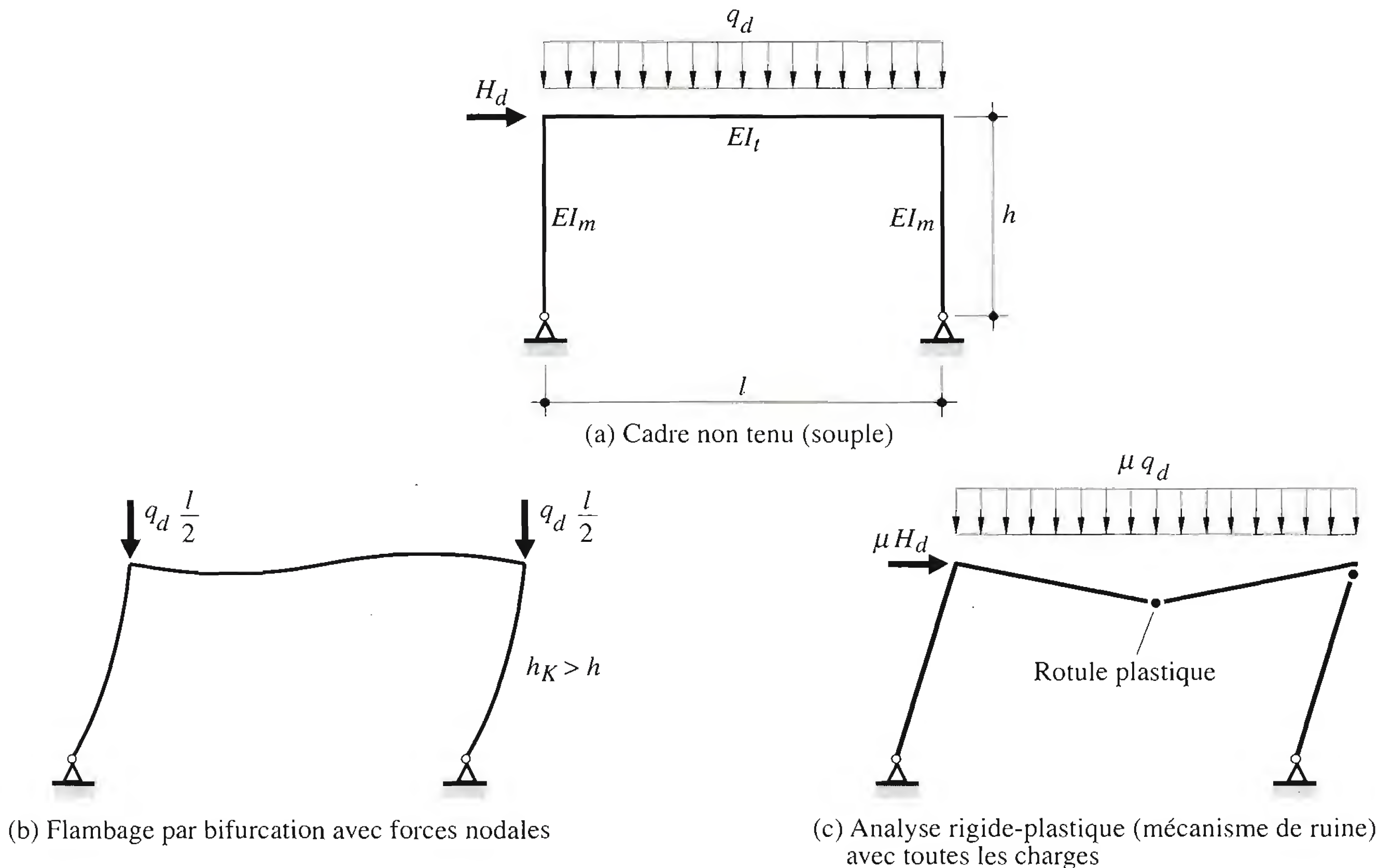


Fig. 11.34 Evaluation de la rigidité d'un cadre en vue d'un calcul statique plastique au second ordre.

- *Analyse de flambage par bifurcation du cadre* (fig. 11.34(b)) : Les forces uniformément réparties verticales sont transformées en résultantes nodales et les forces horizontales sont négligées. Ce calcul peut être effectué sur la base de la théorie exposée aux paragraphes 11.4.3 et 11.4.5, qui permet d'établir la longueur de flambage h_K des montants en tenant bien compte du fait que le cadre est souple (non tenu); on aura donc $h_K > h$. Cette longueur de flambage est alors utilisée pour déterminer la charge critique de flambage élastique N_{cr} transformée en une charge répartie q_{cr} :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{h_K^2} \quad (11.33)$$

$$q_{cr} = \frac{N_{cr}}{l/2} \quad (11.34)$$

La valeur du multiplicateur critique élastique μ_{cr} des seules charges de dimensionnement verticales pour la situation de risque examinée vaut alors :

$$\mu_{cr} = \frac{q_{cr}}{q_d} \quad (11.35)$$

- *Analyse rigide-plastique du cadre* (fig. 11.34(c)) : Cette analyse est faite au premier ordre (sans aucune considération de l'instabilité de la structure), selon l'approche cinématique du paragraphe 11.3.4. Le cadre est soumis à l'ensemble des forces extérieures, qui croissent toutes proportionnellement. Une telle analyse permet d'établir la valeur du multiplicateur limite plastique de premier ordre μ_{pl} de la charge de dimensionnement pour la même situation de risque :

$$\mu_{pl} = \frac{q_u}{q_d} \quad (11.36)$$

Selon la valeur du rapport entre les deux multiplicateurs calculés ci-dessus, le cadre est jugé suffisamment rigide ou non, ce qui entraîne des voies de vérification différentes [11.8] [11.9] :

- $\mu_{cr} / \mu_{pl} > 10$: Le cadre est *suffisamment rigide* vis-à-vis des déplacements latéraux pour que l'influence des effets de second ordre puisse être négligée ; il peut être assimilé à un cadre rigide. Il suffit donc de faire un calcul plastique au premier ordre et d'effectuer les vérifications selon les principes développés plus haut. On ne perdra toutefois pas de vue que, pour la détermination des longueurs de flambage, les rotules plastiques sont à considérer comme des articulations qui viennent modifier la rigidité des poutres dans lesquelles elles apparaissent.
- $4 \leq \mu_{cr} / \mu_{pl} \leq 10$: Le cadre a une *rigidité moyenne*. Le multiplicateur de ruine μ_u , qui tient compte de l'interaction entre instabilité et plasticité, peut être calculé simplement à l'aide de la formule dite de Merchant-Rankine modifiée :

$$\mu_u = \frac{\mu_{pl}}{0.9 + \frac{\mu_{pl}}{\mu_{cr}}} \quad (11.37)$$

Le facteur 0.9, qui remplace la valeur de 1.0 dans l'expression d'origine, prend forfaitairement en compte les effets favorables à attendre de l'écrouissage du matériau et d'une certaine rigidité minimale procurée par des éléments de remplissage ou de bardage.

La valeur du multiplicateur μ_u doit être au moins égale à 1.0 puisque les facteurs de charge sont déjà compris dans les valeurs de dimensionnement des charges de la situation de risque examinée. En plus du fait que le cadre doit être constitué de profilés de sections aptes à permettre un calcul plastique, la relation (11.37) est subordonnée à la double condition suivante :

- Les rotules plastiques ne sont autorisées à se former que dans la traverse. On proscriera les rotules plastiques dans les montants, sauf, toutefois, si elles se situent en base des montants (à l'encastrement dans la fondation).
- Le cadre doit être efficacement tenu dans la direction perpendiculaire à son plan, en particulier au droit des sections où apparaissent des rotules plastiques.

La première de ces conditions est pratiquement impossible à satisfaire pour les cadres de halles, ce qui limite considérablement le domaine d'application de cette méthode.

- $\mu_{cr} / \mu_{pl} < 4$: Le cadre est *particulièrement souple*, donc très sensible au déplacement latéral. Il est vraisemblable que le cadre ne soit guère compatible avec le caractère fonctionnel de la halle en raison des limites des déplacements horizontaux. On doit s'attendre à des effets de second ordre très importants. Le cadre doit dès lors être analysé au moyen d'une méthode de calcul au second ordre prenant en compte le comportement élastique-plastique du matériau. Par exemple, la procédure suivante peut être suivie :
 - appliquer les charges agissant sur la structure, y compris les charges équivalentes aux imperfections globales d'ossature,
 - déterminer les déplacements qui en résultent et en déduire la position déformée des cordes des barres comprimées,
 - appliquer à nouveau les charges à la structure dotée de sa déformée actualisée,
 - calculer les nouveaux déplacements qui viennent s'ajouter à la déformée de la structure et reprendre la procédure au pas précédent,
 - poursuivre de la sorte jusqu'à ce que la déformée du cadre soit stabilisée,
 - les efforts intérieurs dans le cadre obtenus pour la configuration déformée ainsi atteinte constituent les efforts intérieurs de second ordre,
 - effectuer la vérification de la résistance au flambage des barres comprimées avec les efforts intérieurs de second ordre et les longueurs de flambage dans le plan, déterminées suivant le mode d'instabilité à nœuds fixes, en prenant en compte l'existence de rotules plastiques.

Lorsqu'une rotule plastique se forme dans un élément comprimé du cadre, il importe que la capacité de rotation y soit suffisante; la section où se produit cette rotule doit donc répondre aux exigences habituelles d'élancement des sections transversales pour une analyse globale plastique.

11.5.5 Vérification de la sécurité structurale

Dans les cas où, pour le calcul statique, il n'est pas nécessaire de considérer les effets $P-\Delta$, on effectue en principe un *calcul élastique au premier ordre* des efforts intérieurs. On décompose ensuite le système en barres équivalentes (montants, traverses) auxquelles on applique ces efforts comme « forces » extérieures. Pour les barres essentiellement comprimées, la vérification de la résistance au flambage doit être effectuée selon les deux axes principaux de la section; il faut pour cela avoir auparavant déterminé la longueur de flambage des barres (les montants). La vérification avec les courbes de flambage couvre automatiquement les effets $P-\delta$.

Pour les barres comprimées et fléchies, il faut effectuer la vérification de la résistance en section et la vérification de la résistance de la barre équivalente au moyen de formules d'interaction. Ces vérifications tiennent indirectement compte des effets $P-\Delta$:

- soit par une amplification des moments de premier ordre par le facteur $\left[1 / (1 - Q_d / Q_{cr}) \right]$ (avec longueurs de flambage pour mode à nœuds fixes),
- soit par une utilisation de la longueur de flambage pour le mode d'instabilité à nœuds déplaçables (moyennant majoration forfaitaire des moments de flexion dus à la déformation latérale calculés au premier ordre).

Comme la coexistence de ces deux approches est source de confusions possibles, il est recommandé de n'utiliser que la première (c'est d'ailleurs celle qui est généralement retenue dans la plupart des normes); les longueurs de flambage à considérer sont alors celles relatives au mode d'instabilité à nœuds fixes. Il existe des formules d'interaction qui couvrent également, si nécessaire, l'instabilité spatiale par déversement.

Si la vérification de la résistance des sections est effectuée à l'aide des efforts intérieurs obtenus selon un *calcul direct au second ordre*, incorporant les imperfections globales d'ossatures et locales d'éléments comprimés, la vérification de la stabilité dans le plan n'est plus nécessaire, elle est incluse dans le calcul. Il faudrait néanmoins se préoccuper de la stabilité spatiale et se prémunir contre le déversement. Une telle approche n'est pour ainsi dire jamais utilisée en pratique pour des halles simples.

11.5.6 Vérification de l'aptitude au service

Le déplacement latéral du cadre ainsi que les flèches des barres dus aux différentes charges de service à considérer sont calculés à l'aide de la théorie de l'élasticité au premier ordre.

Pour les cadres tenus et les cadres non tenus rigides, la vérification principale est celle de la flèche verticale de la traverse sous l'action de la neige (ou du vent ascendant en cas de halles légères), vérification qui permet de garantir une rigidité suffisante de la structure. Pour des raisons d'aspect, la flèche verticale due au cumul du poids propre et de la neige, en tenant compte d'une contreflèche éventuelle, doit également être vérifiée. Il faut enfin être attentif au problème d'accumulation d'eau possible sur les toitures plates (effet de mare).

Pour les cadres non tenus souples, la vérification principale concerne le déplacement horizontal à l'angle de cadre sous l'effet du vent. Cette vérification a essentiellement pour but de garantir le bon fonctionnement de la halle; en particulier les vitrages ne doivent pas être endommagés par de trop grandes déformations de la structure porteuse.

En cas de halle comportant un pont roulant, une vérification du déplacement des cadres à la hauteur de la voie de roulement sous l'effet des forces horizontales perpendiculaires à la voie (forces dues au vent ou au pont roulant) doit être faite pour garantir le bon fonctionnement du pont lui-même (chap. 15).

11.6 Exemple de calcul statique d'un cadre

Nous présentons dans cette section un exemple numérique complet de calcul statique d'un cadre de halle effectué selon les différentes méthodes exposées à la section 11.3 et résumées à la section 11.5. Les vérifications de la sécurité structurale et de l'aptitude au service des éléments du cadre font l'objet des exemples de la section 12.7.

11.6.1 Classification du cadre

Données

Soit la halle définie au paragraphe 6.9.1. Déterminer les efforts intérieurs dans un cadre intermédiaire (fig. 11.35(a)), sous l'effet des charges et actions définies au paragraphe 6.9.2, en utilisant les éléments porteurs donnés par le prédimensionnement ou les dimensionnements précédents. Les pannes sont suffisamment rapprochées pour qu'on puisse admettre qu'elles agissent de manière uniformément répartie sur la traverse.

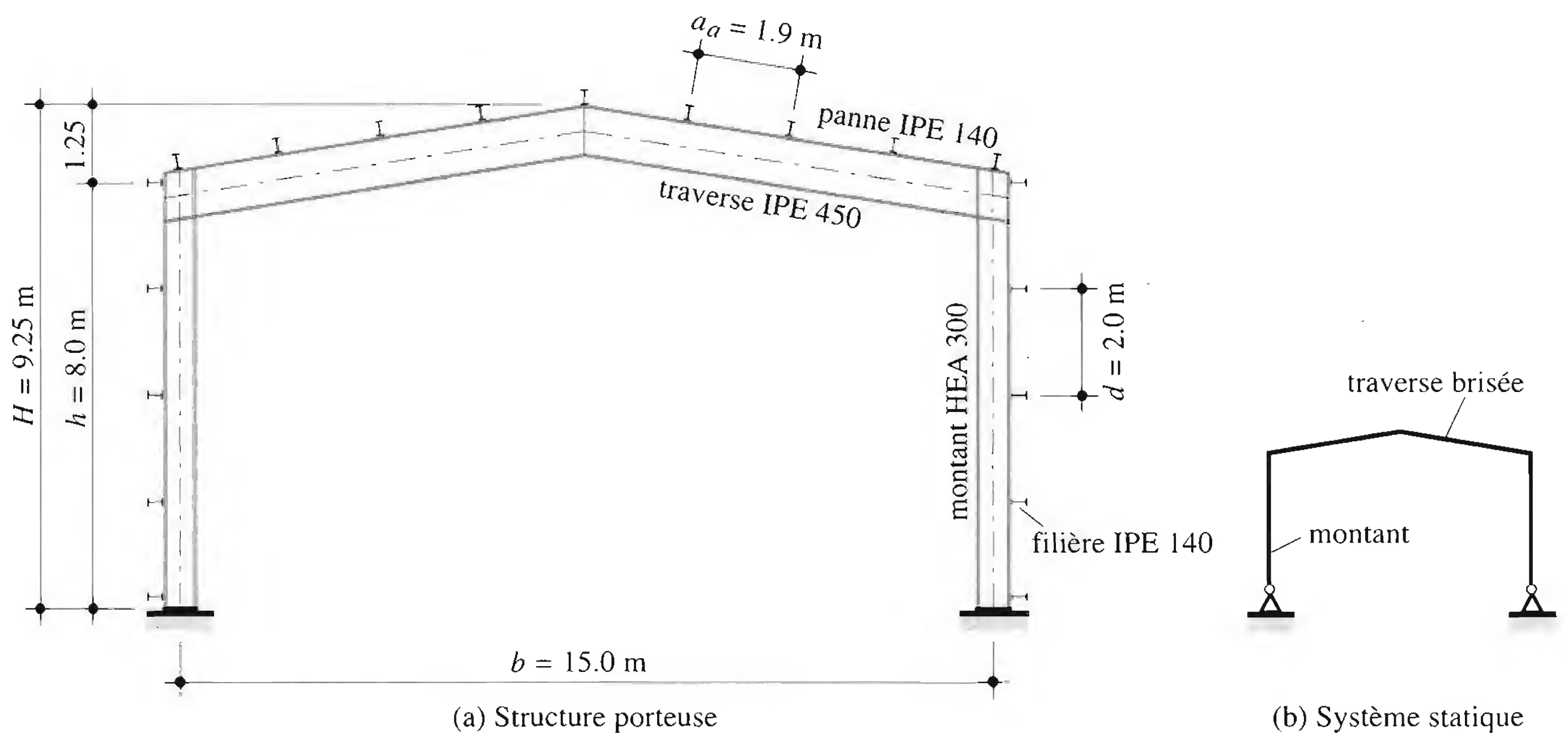


Fig. 11.35 Cadre intermédiaire de la halle.

Système statique

Le système choisi est le cadre à deux articulations (fig. 11.35(b)). Le cadre doit sa stabilité au seul fait que les montants sont assemblés rigidement à la traverse. Il n'y a pas de contreventement ou d'élément de stabilisation indépendant dans son plan. Le cadre est donc *non contreventé* et il doit reprendre toutes les forces horizontales en sus des forces verticales.

Charges à considérer (fig. 11.36)

Poids propre de la structure porteuse

- traverse IPE 450 : $g_{a,t} = 0.78 \text{ kN/m}$
- montant HEA 300 : $g_{a,m} = 0.88 \text{ kN/m}$

Poids des pannes IPE 140 : pour un cadre intermédiaire, la valeur moyenne de la charge due au poids des pannes vaut:

$$q_{\text{panne}} = 0.129 \text{ kN/m} \cdot \frac{6 \text{ m}}{1.9 \text{ m}} = 0.41 \text{ kN/m}$$

Poids de la couverture : $q_p + q_{\text{fin}} = 0.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} = 3.0 \text{ kN/m}$

Neige : $q_s = q_r a = 1.28 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} = 7.7 \text{ kN/m}$

Vent : La charge de vent $q_w = q_e a$ est directement déduite du calcul des pressions extérieures q_e (fig. 6.24).

Situations de risque

Nous considérons dans cet exemple toutes les situations de risque possibles, même si certaines d'entre elles sont plutôt académiques. Elles sont mentionnées pour mémoire et pour illustrer l'entier des calculs statiques du cadre considéré. Le tableau 11.37 donne les facteurs de charge à considérer pour chacune des situations de risque examinée.

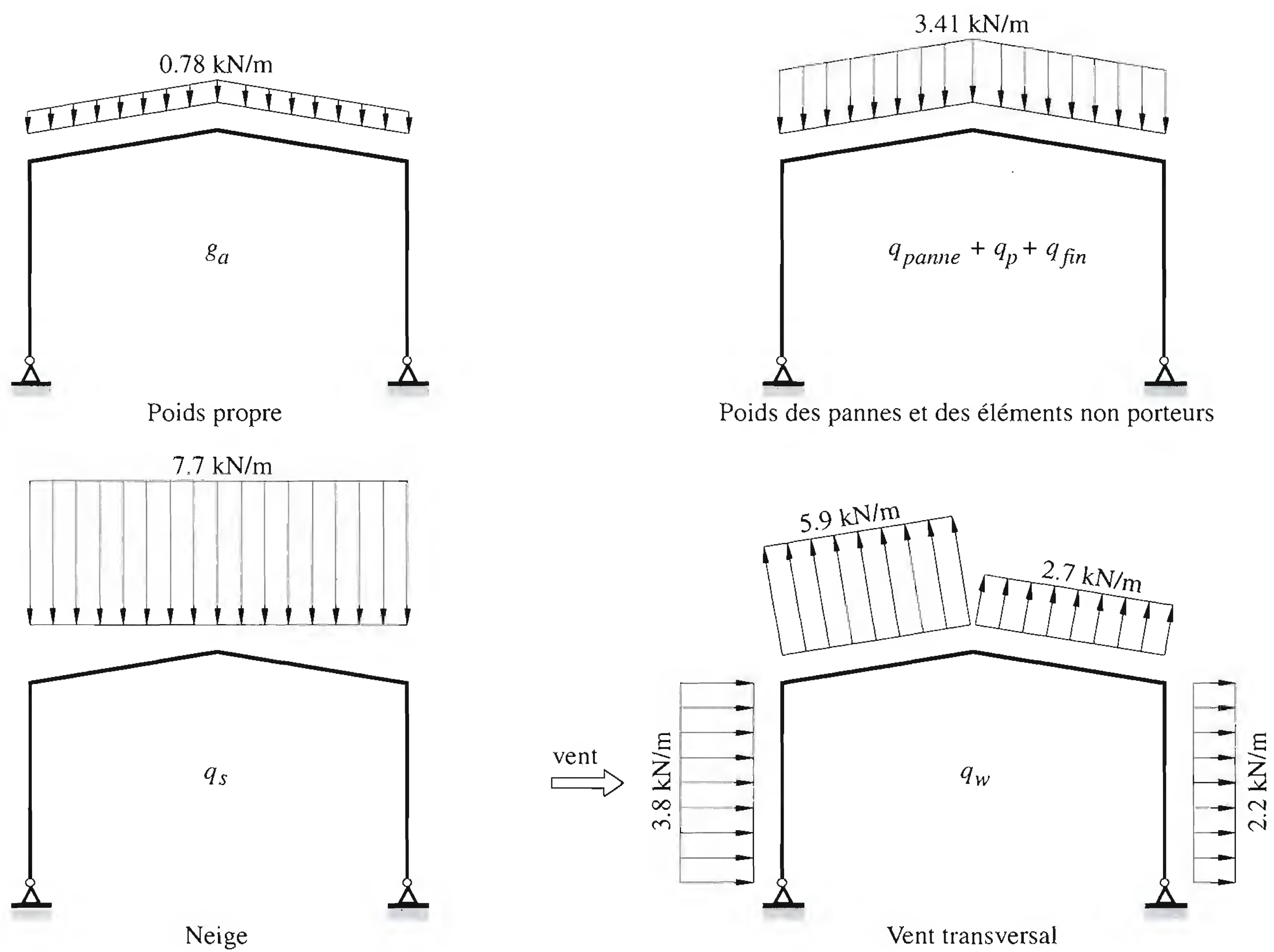


Fig. 11.36 Charges appliquées sur le cadre.

Tableau 11.37 Facteurs de charge pour les diverses situations de risque.

Situations de risque		Poids propre g_a	Poids des éléments non porteurs $q_{panne} + q_p + q_{fin}$	Neige q_s	Vent q_w
N°	Désignation				
1	Charges permanentes	$\gamma_G = 1.3$	$\gamma_Q = 1.5$	–	–
2	Neige	$\gamma_G = 1.3$	$\psi = 1.3$	$\gamma_Q = 1.5$	–
3	Ch. perman. + vent	$\gamma_G = 1.3$	$\gamma_Q = 1.5$	–	$\psi = 0.8$
4	Vent en dépression	$\gamma_G = 0.8$	$\psi = 1.3$	–	$\gamma_Q = 1.5$
5	Neige + vent	$\gamma_G = 1.3$	$\psi = 1.3$	$\gamma_Q = 1.5$	$\psi = 0.8$
6	Vent + neige	$\gamma_G = 1.3$	$\psi = 1.3$	$\psi = 0.8$	$\gamma_Q = 1.5$

Pour chaque situation de risque, nous devons savoir si le cadre est rigide ou souple afin de pouvoir le classer. Pour ce faire, nous envisageons successivement d’appliquer le critère général, puis le critère sous sa forme simplifiée; ce dernier est applicable compte tenu de la faible pente de la toiture.

Critère général

Le calcul de la valeur de la charge critique de flambage élastique (pour l'instabilité du cadre selon un mode à nœuds déplaçables latéralement) peut être effectué à l'aide d'un abaque (fig. 11.27) ou à l'aide d'un logiciel.

- Utilisation de l'abaque

Pour utiliser la figure 11.27, il faut calculer ρ (équ. 11.24) avec des forces nodales appliquées en tête des montants. Il faut noter que l'usage de cette figure postule une traverse horizontale, ce qui n'est pas rigoureusement le cas ici.

$$\rho = \eta \frac{I_m l}{I_t h} = \frac{1}{2} \cdot \frac{182.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot 15 \text{ m}}{337.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot 8 \text{ m}} = 0.51$$

$$\beta = \frac{h_K}{h} = 2.35 \text{ (courbe F, fig. 11.27)}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_m}{h_K^2} = \frac{\pi^2 E I_m}{(\beta h)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210 \text{ kN/mm}^2 \cdot 182.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(2.35 \cdot 8000 \text{ mm})^2} = 1071 \text{ kN}$$

$$Q_{cr} = \sum N_{cr} = 2 \cdot 1071 \text{ kN} = 2142 \text{ kN}$$

- Utilisation d'un logiciel

Le calcul de la charge critique peut aussi être effectué à l'aide de logiciels appropriés. Un tel calcul donne une charge critique de 2170 kN. Nous constatons que la valeur évaluée par l'abaque de la figure 11.27 est en très bon accord avec la valeur «exacte».

- Efforts intérieurs

La valeur de dimensionnement de la résultante Q_d des forces verticales, résultant d'un calcul élastique de premier ordre, est donnée au tableau 11.38 pour chacune des situations de risque.

Tableau 11.38 Rapport Q_d/Q_{cr} pour les différentes situations de risque.

	Situation de risque n°					
	1	2	3	4	5	5
Q_d [kN]	93	256	42	-19	205	80
Q_{cr} [kN]	2142	2142	2142	2142	2142	2142
Q_d/Q_{cr}	0.043	0.120	0.020	-0.009	0.096	0.037

Nous donnons à titre d'exemple, pour les situations de risque n°s 2 et 5, le détail des calculs de Q_d .

– Situation de risque n° 2 (neige prépondérante):

Résultante des forces verticales

$$Q_d = (1.3 \cdot 0.78 \text{ kN/m} + 1.3 \cdot 3.41 \text{ kN/m}) \cdot \left(2 \cdot \sqrt{(7.5 \text{ m})^2 + (1.25 \text{ m})^2} \right) + 1.5 \cdot 7.7 \text{ kN/m} \cdot 15 \text{ m} = 256 \text{ kN}$$

– Situation de risque n° 5 (neige prépondérante et vent concomitant):

Résultante des forces verticales

$$Q_d = (1.3 \cdot 0.78 \text{ kN/m} + 1.3 \cdot 3.41 \text{ kN/m}) \cdot \left(2 \cdot \sqrt{(7.5 \text{ m})^2 + (1.25 \text{ m})^2} \right) + 1.5 \cdot 7.7 \text{ kN/m} \cdot 15 \text{ m} - 0.8 \cdot (5.9 \text{ kN/m} + 2.7 \text{ kN/m}) \cdot \cos 9.5^\circ \cdot 7.5 \text{ m} = 205 \text{ kN}$$

- Le cadre peut être classé :
 - souple ($Q_d/Q_{cr} > 0.1$) pour la situation de risque n° 2.
 - rigide ($Q_d/Q_{cr} \leq 0.1$) pour les autres situations de risque.

La situation de risque n° 2 pour laquelle le cadre est classé «souple» se trouve être celle pour laquelle il y a une résultante verticale maximale mais aucune force horizontale directement appliquée. Ce fait n'est paradoxal qu'en apparence ; en effet, le calcul statique ultérieur prendra en compte l'effet des rotations initiales φ_0 sous forme de forces horizontales équivalentes.

La situation de risque n° 5 est en fait une situation «académique», car il est peu vraisemblable que la dépression du vent soulage le cadre sollicité par la neige considérée comme charge prépondérante. Ce soulagement éventuel a pour effet de diminuer le rapport Q_d/Q_{cr} par rapport à la situation de risque n° 2 et de faire passer la classification du cadre de «souple» à «rigide». Nous utilisons cependant cette situation de risque n° 5 dans la suite de l'exemple pour illustrer le calcul élastique d'un cadre rigide.

La valeur négative relative à la situation de risque n° 4 est due au fait que la résultante des forces verticales est dirigée vers le haut en raison de la dépression exercée par le vent.

Critère simplifié

Pour appliquer la forme simplifiée du critère de caractérisation (éq. 11.32), il faut calculer le déplacement horizontal Δ au niveau de la traverse pour chacune des situations de risque. Pour l'exemple considéré, on peut substituer au cadre réel un cadre similaire mais à traverse horizontale, pour lequel divers formulaires fournissent la valeur du déplacement cherché sous l'effet de forces horizontales.

Nous admettons que la moitié de la charge répartie horizontale due au vent passe directement dans la fondation, l'autre moitié étant dès lors appliquée au niveau de la traverse horizontale.

- Situation de risque n° 2 (neige prépondérante)

Résultante des forces verticales

$$Q_d = 256 \text{ kN}$$

Force horizontale due au vent

$$H_{w,d} = 0.0 \text{ kN}$$

Force horizontale due au faux aplomb

$$H_{eq,d} = \varphi_0 Q_d = \frac{k_m k_s}{200} Q_d = \frac{1}{200} \cdot 256 \text{ kN} = 1.3 \text{ kN} \text{ (avec } k_m = k_s = 1.0)$$

Force horizontale totale

$$H_d = H_{w,d} + H_{eq,d} = 0.0 + 1.3 \text{ kN} = 1.3 \text{ kN}$$

Déplacement horizontal

$$\Delta = \frac{H_d h^3}{12 E I_m} \left(\frac{I_m}{I_t} \frac{l}{h} + 2 \right) = \frac{1.3 \text{ kN} \cdot (8 \text{ m})^3}{12 \cdot 210 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2 \cdot 182.6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4} \cdot \left(\frac{182.6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4}{337.4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4} \cdot \frac{15 \text{ m}}{8 \text{ m}} + 2 \right) = 4.4 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 4.4 \text{ mm}$$

$$\frac{Q_d}{Q_{cr}} \approx \frac{\Delta Q_d}{h H_d} = \frac{4.4 \text{ mm} \cdot 256 \text{ kN}}{8000 \text{ mm} \cdot 1.3 \text{ kN}} = 0.108 > 0.1$$

\Rightarrow cadre souple, à comparer à 0.120 du critère général.

- Situation de risque n° 5 (neige prépondérante et vent concomitant)

Résultante des forces verticales

$$Q_d = 205 \text{ kN}$$

Force horizontale due au vent

$$H_{w,d} = 0.8 \cdot (3.8 \text{ kN/m} + 2.2 \text{ kN/m}) \cdot \frac{8 \text{ m}}{2} = 19.2 \text{ kN}$$

Force horizontale due au faux aplomb

$$H_{eq,d} = \varphi_0 Q_d = \frac{1}{200} \cdot 205 \text{ kN} = 1.0 \text{ kN}$$

Force horizontale totale

$$H_d = H_{w,d} + H_{eq,d} = 19.2 \text{ kN} + 1.0 \text{ kN} = 20.2 \text{ kN}$$

Déplacement horizontal

$$\Delta = \frac{H_d h^3}{12 EI_m} \left(\frac{I_m}{I_t} \frac{l}{h} + 2 \right) = \frac{20.2 \text{ kN} \cdot (8 \text{ m})^3}{12 \cdot 210 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2 \cdot 182.6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4} \cdot \left(\frac{182.6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4}{337.4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4} \cdot \frac{15 \text{ m}}{8 \text{ m}} + 2 \right) = 67.8 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 67.8 \text{ mm}$$

$$\frac{Q_d}{Q_{cr}} \equiv \frac{\Delta}{h} \frac{Q_d}{H_d} = \frac{67.8 \text{ mm} \cdot 205 \text{ kN}}{8000 \text{ mm} \cdot 20.2 \text{ kN}} = 0.086 < 0.1$$

\Rightarrow cadre rigide, à comparer à 0.096 du critère général.

Nous constatons donc que l'application du critère simplifié au modèle du cadre rectangulaire confirme bien la classification obtenue à partir du critère général. Les différences observées sont dues, d'une part, au fait que le déplacement est calculé à partir d'une formule applicable à un cadre rectangulaire et, d'autre part, à la répartition forfaitaire de la force horizontale entre fondation et traverse. Nous pourrions effectuer un calcul similaire pour les autres situations de risque, mais le fait que ces cadres sont nettement rigides, sur la base du critère général, rend cette comparaison superflue.

11.6.2 Calcul des efforts intérieurs

Calcul élastique, cadre rigide

Lorsque le cadre (non contreventé) est classé «rigide», les efforts intérieurs nécessaires au dimensionnement peuvent être obtenus par un calcul élastique au premier ordre, ce qui est le cas ici pour toutes les situations de risque sauf la situation n° 2. Les efforts obtenus pour les charges non pondérées agissant séparément sur le cadre sont représentés par les diagrammes donnés à la figure 11.39. Ils permettent de calculer les efforts intérieurs pour les différentes situations de risque avec le principe de superposition; en effet, il s'agit d'un calcul élastique au premier ordre.

Pour tenir compte d'un faux aplomb, on peut considérer les forces horizontales équivalentes $H_{eq,d} = \varphi_0 Q_d$. Dans le cas d'une traverse brisée, la résultante des forces équivalentes doit être appliquée pour moitié en tête de chaque montant (fig. 11.40) afin de générer des sollicitations antisymétriques comme il se doit. Comme cette force résultante équivalente est proportionnelle à la résultante des forces verticales, selon la situation de risque considérée, la répartition des moments est donnée pour une valeur unitaire de la force équivalente.

Pour chaque situation de risque, la valeur de dimensionnement de la sollicitation vaut:

$$S_d = (\sum \gamma_i S_i) + \varphi_0 Q_d S_H = 1$$

S_i : Effort intérieur (N, V ou M) pour la charge i non pondérée

$S_H = 1$: Effort intérieur (N, V ou M) dû à la force horizontale équivalente unitaire

γ_i : Facteur de charge pour la charge i et pour la situation de risque considérée

φ_0, Q_d : Faux aplomb et force verticale totale de dimensionnement pour la situation de risque considérée

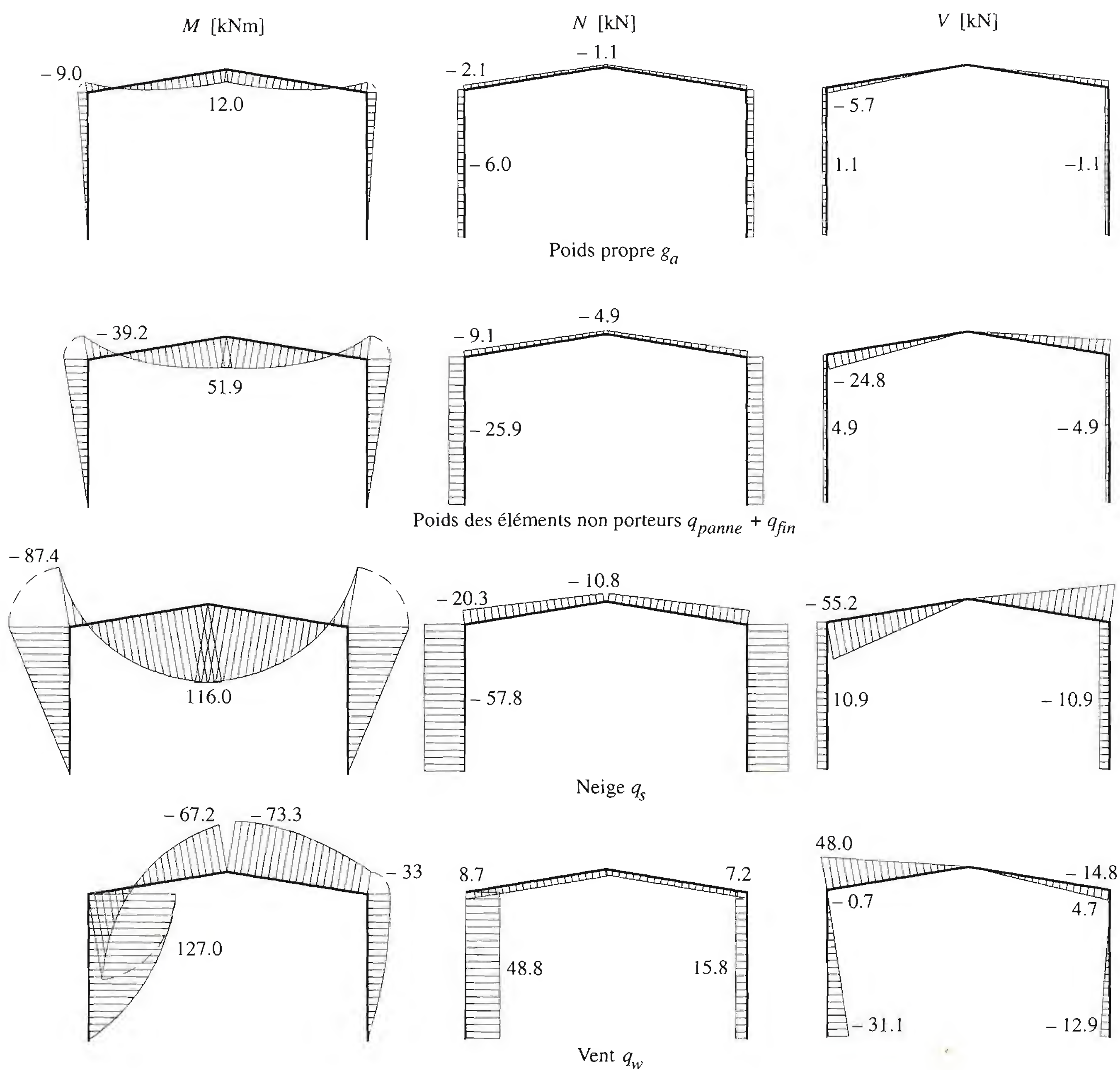


Fig. 11.39 Diagrammes des efforts intérieurs pour les charges appliquées sur le cadre.

Selon l'Eurocode 3, la vérification de la résistance des montants (stabilité) se fait alors avec les longueurs de flambage pour le mode à nœuds fixes ($h_K \leq h$).

En revanche, selon la norme SIA 161, lors d'un calcul au premier ordre, les forces équivalentes aux rotations initiales ne sont pas prises en compte pour le calcul des efforts dans le cadre. Les montants sont ensuite vérifiés à l'aide de la méthode simplifiée avec une longueur de flambage du mode à nœuds déplaçables ($h_K > h$).

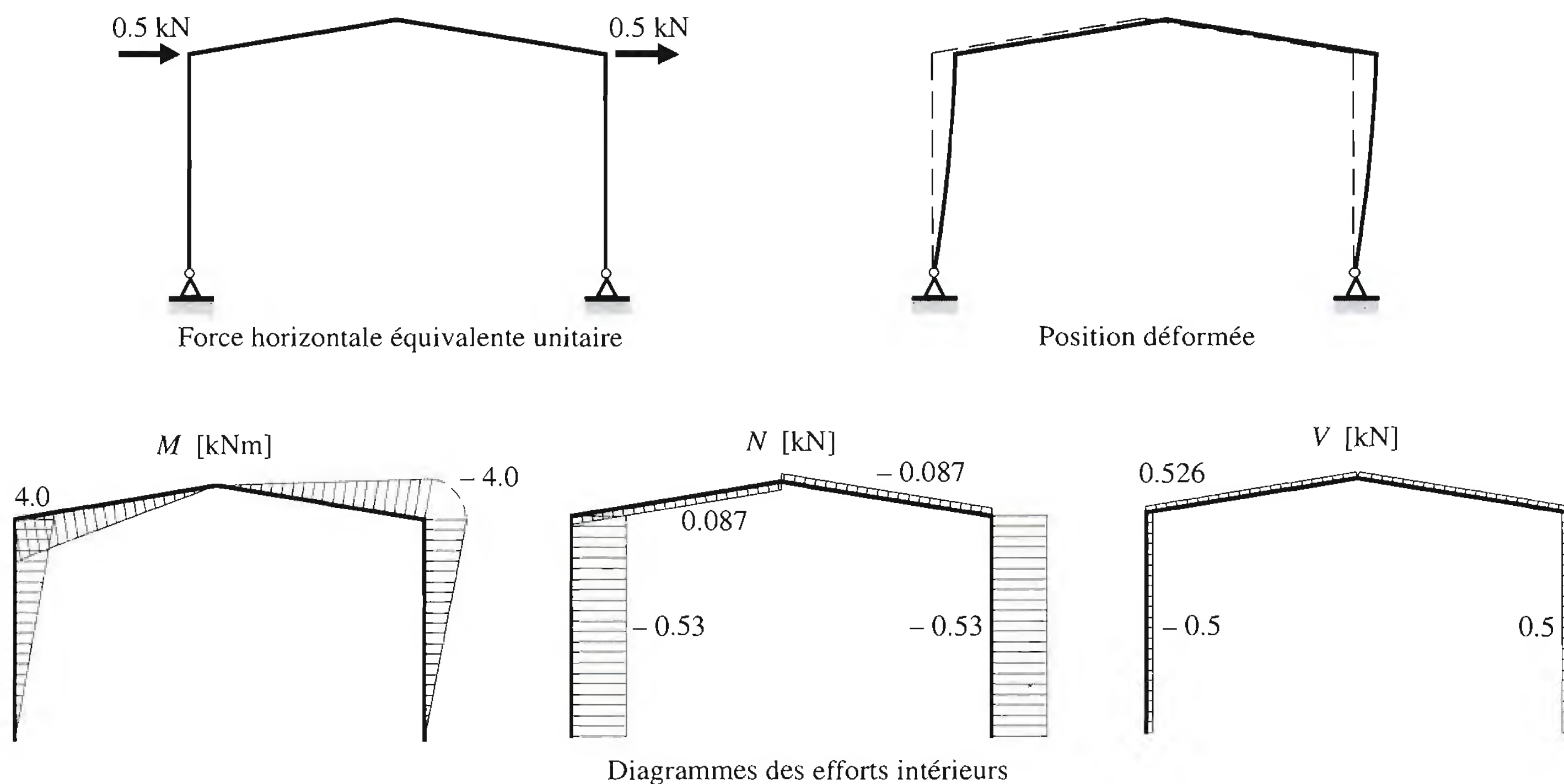


Fig. 11.40 Diagramme des efforts intérieurs dus à une force horizontale équivalente unitaire.

Par exemple, pour la situation de risque n° 5, on a :

- Moment maximal négatif en tête du montant de droite :

$$M_d^- = 1.3(-9.0 \text{ kN/m}) + 1.3 \cdot (-39.2 \text{ kN/m}) + 1.5 \cdot (-87.4 \text{ kNm}) + 0.8 \cdot (-33.0 \text{ kNm}) + \frac{1}{200} \cdot 205 \text{ kN} \cdot (-4.0 \text{ m}) = -224.2 \text{ kNm}$$

- Effort normal correspondant :

$$N_d = 1.3 \cdot (-6.0 \text{ kN}) + 1.3 \cdot (-25.9 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (-57.8 \text{ kN}) + 0.8 \cdot 15.8 \text{ kN} + \frac{1}{200} \cdot 205 \text{ kN} \cdot (-0.53) = -116.1 \text{ kN}$$

On peut noter que l'influence de l'imperfection de faux aplomb (force horizontale équivalente) est très faible pour le cadre rigide considéré ; elle est de 2% sur le moment de flexion et de 0.5% sur l'effort normal.

Calcul élastique, cadre souple

Le cadre est classé «souple» pour la situation de risque n° 2 ; on doit donc tenir compte des effets de second ordre. Plusieurs méthodes de calcul sont possibles (§11.5.4 et tab. 11.33).

- Méthode d'amplification des moments

Cette méthode consiste à amplifier les moments élastiques de premier ordre dus aux forces horizontales par le facteur $1 / (1 - Q_d / Q_{cr})$ et à vérifier les montants en admettant un cadre à nœuds fixes.

$$M_d = \sum(\gamma_i M_i) + \left[M_{H=1} \varphi_0 Q_d + \sum(\gamma_j M_j) \right] \frac{1}{1 - \frac{Q_d}{Q_{cr}}}$$

M_i : Efforts dus aux charges verticales (charge i non pondérée) ;

M_j : Efforts dus aux charges essentiellement horizontales (charge j non pondérée).

– Situation de risque n° 2 :

Coefficient d’amplification

$$\frac{1}{1 - \frac{Q_d}{Q_{cr}}} = \frac{1}{1 - 0.108} = 1.12$$

Moment de flexion maximal positif à mi-portée de la traverse

$$M_{d,max}^+ = 1.3 \cdot 12.0\text{kNm} + 1.3 \cdot 51.9\text{kNm} + 1.5 \cdot 116.0\text{kNm} + \left[\frac{1}{200} \cdot 256 \text{ kN} \cdot 0 \text{ m} \right] \cdot 1.12 = 257.0 \text{ kNm}$$

Moment de flexion maximal négatif en tête du montant de droite

$$M_{d,max}^- = 1.3 \cdot (-9.0 \text{ kNm}) + 1.3 \cdot (-39.2 \text{ kNm}) + 1.5 \cdot (-87.4 \text{ kNm}) + \left[\frac{1}{200} \cdot 256 \text{ kN} \cdot (-4.0 \text{ m}) \right] \cdot 1.12 = -199.5 \text{ kNm}$$

– Situation de risque n° 5 :

Coefficient d’amplification

$$\frac{1}{1 - \frac{Q_d}{Q_{cr}}} = \frac{1}{1 - 0.086} = 1.09$$

Moment de flexion maximal négatif en tête du montant de droite

$$M_{d,max}^- = 1.3 \cdot (-9.0 \text{ kNm}) + 1.3 \cdot (-39.2 \text{ kNm}) + 1.5 \cdot (-87.4 \text{ kNm}) + \left[\frac{1}{200} \cdot 205 \text{ kN} \cdot (-4.0 \text{ m}) + 0.8 \cdot (-33.0 \text{ kNm}) \right] \cdot 1.09 = -227.0 \text{ kNm}$$

• Calcul direct au second ordre

Pour tenir compte des effets de second ordre, une autre possibilité consiste à faire un calcul direct au second ordre sous l’ensemble des charges de la situation de risque considérée (principe de superposition non applicable). Le tableau 11.41 présente les moments maximaux positifs et négatifs obtenus de la sorte avec, en regard, les résultats au premier ordre amplifiés et non amplifiés.

Tableau 11.41 Moments maxima positifs et négatifs pour la situation de risque n° 2.

Type de calcul statique élastique	M_{max}^+ [kNm]	M_{max}^- [kNm]
Premier ordre	257	– 194
Premier ordre (avec forces équivalentes $\varphi_0 Q_d$)	257	– 199
Premier ordre amplifié par $1 / (1 - Q_d / Q_{cr})$	257	– 200
Second ordre	260	– 194
Second ordre (avec forces équivalentes $\varphi_0 Q_d$)	260	– 200

On constate que la différence des résultats entre les calculs au premier ordre et au second ordre est faible. De plus, la prise en compte des imperfections (faux aplomb) au moyen de forces équivalentes $\varphi_0 Q_d$ reste également sans grande influence sur les résultats. Ceci est dû au fait que le cadre est relativement rigide.

Calcul plastique

Des calculs plastiques au premier et au second ordre ont été effectués à l’aide d’un logiciel pour la seule situation de risque n° 2. Les résultats, à savoir les multiplicateurs limites plastiques des charges pondérées de la situation de risque considérée, sont présentés dans le tableau 11.42.

Tableau 11.42 Multiplicateurs limites plastiques μ_{pl} pour la situation de risque n° 2.

Type de calcul plastique	μ_{pl}
Premier ordre	1.611
Premier ordre (avec forces équivalentes $\varphi_0 Q_d$)	1.590
Second ordre	1.593
Second ordre (avec forces équivalentes $\varphi_0 Q_d$)	1.570

La valeur du multiplicateur critique de flambage μ_{cr} peut être trouvée avec les valeurs du tableau 11.38, à savoir, pour la situation de risque n° 2 :

$$\mu_{cr} = \frac{Q_{cr}}{Q_d} = \frac{2142 \text{ kN}}{256.3 \text{ kN}} = 8.36$$

Le rapport $\mu_{cr} / \mu_{pl} = 8.36 / 1.590$ vaut 5.26 ; il est donc compris entre 4 et 10, ce qui permet d'évaluer le multiplicateur de ruine selon Merchant-Rankine :

$$\mu_u = \frac{\mu_{pl}}{0.9 + \frac{\mu_{pl}}{\mu_{cr}}} = \frac{1.590}{0.9 + \frac{1.590}{8.36}} = 1.46 > 1.0 \quad \text{OK}$$

Cela signifie que la perte de capacité portante par interaction entre plastification et instabilité survient pour des charges supérieures de 46% aux charges déjà pondérées par les facteurs de charge.

Références

- [11.1] KLEINLOGEL, A. und HASELBACH, W., *Rahmenformeln*, 16. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1979.
- [11.2] CONSTRADO, *Steel Designer's Manual*. Fourth edition, Crosby Lockwood London, 1972.
5^e édition 1994 (SCI and Blackwell Science).
- [11.3] *Stahl im Hochbau*, 14. Auflage, Band I, Verlag Stahleisen mbH, Düsseldorf, 1986.
- [11.4] MASSONNET, Ch. et SAVE, M., *Calcul plastique des constructions, Vol. I: Structures dépendantes d'un paramètre*, 2^e édition, CBLIA, Bruxelles, 1967.
- [11.5] BEER, H. et SCHULZ, G., *Bases théoriques des courbes européennes de flambement*, Construction métallique, CTICM, St-Rémy-lès-Chevreuse, vol. 7, n° 3 – 1970, pp. 37-57.
- [11.6] PETERSEN, C., *Statik und Stabilität der Baukonstruktionen*, 2., durchgesehene Auflage, F. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, Braunschweig/Wiesbaden, 1982.
- [11.7] BRAHAM, M. et LASCROMPES, E., *L'analyse élastique des ossatures au moyen de l'Eurocode 3*, Construction métallique, St-Rémy-lès-Chevreuse, Vol. 29, N° 4, 1992, pp. 31-60.
- [11.8] ECCS/CECM/EKS, *European Recommendations for Steel Construction*, European Convention for Constructional Steelwork, Bruxelles, 1978.
- [11.9] ITBTP/CTICM, *Règles de calcul des constructions en acier (Règles CM 66)*, 11^e éd., éditions Eyrolles, Paris, 1982.

12 Éléments de cadre



Nouvelle halle d'exposition, Bâle

La structure porteuse de la nouvelle halle de la «Foire d'échantillons» de Bâle est constituée de poteaux (tubes Ø 813 mm) et de sommiers liés rigidement de façon à former des cadres transversaux autostables. Les sommiers sont des profils composés à âme pleine, de 25.8 m de portée et 1.6 m de hauteur (avec ouvertures dans l'âme), solidarisés avec la dalle en béton coulé sur place (ép. 20 cm) de façon à composer un profil mixte acier-béton. Les solives sont des poutres à treillis en N de 18.4 m de portée et 1.6 m de hauteur, également solidarisées avec la dalle.

Maître de l'ouvrage : Schweizer Mustermesse, Basel

Architecte : Theo Hotz AG, Zürich

Ingénieur : Ernst Basler + Partner, Zürich ; Grüner AG, Basel

Année de mise en service : 1999

Photo Hans Ege, Luzern

12.1 Introduction

Nous avons présenté au chapitre 11 le *calcul statique* des cadres de halle conduisant à la détermination des efforts intérieurs de leurs éléments structuraux, soit la traverse et les montants. Le présent chapitre est consacré au dimensionnement de ces éléments constituant les cadres (fig. 12.1). Nous traiterons en premier lieu les traverses en profil à double té (sect. 12.2), les fermes à treillis (sect. 12.3) ainsi que les montants (sect. 12.4). Une section sera consacrée à l'élément de liaison entre traverses et montants, appelé *angle de cadre* (sect. 12.5) et une autre à l'élément de liaison des montants avec la fondation ou l'infrastructure, les *pieds de montant* (sect. 12.6). Dans chacune de ces sections, on rappelle les principaux types d'éléments utilisés, les efforts intérieurs qui les sollicitent ainsi que les vérifications habituelles de la sécurité structurale et de l'aptitude au service à effectuer. En fin de chapitre, la section 12.7 rassemble quelques exemples numériques de dimensionnement de ces éléments de cadre.

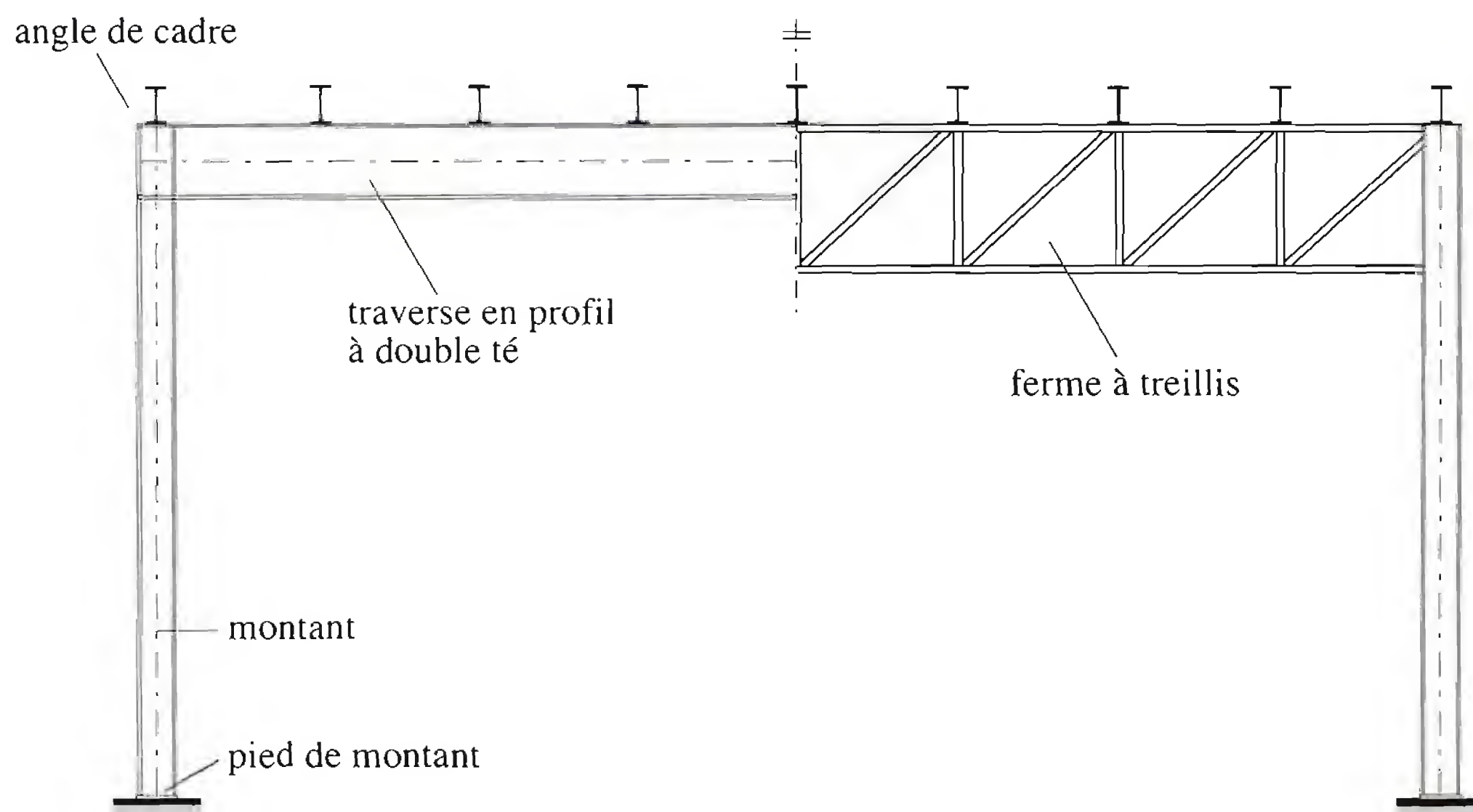


Fig. 12.1 Eléments de cadre de halle.

12.2 Traverses en profil à double té

12.2.1 Types de traverse

Les traverses sont les éléments porteurs horizontaux – ou parfois inclinés – constituant la partie des cadres de halle supportant la toiture et dont nous avons abordé la conception au chapitre 3. Leur fonction principale est de transmettre aux montants les actions agissant sur la toiture. En cas de nœuds traverse-montant rigides, les traverses transmettent également aux montants les forces horizontales dues au vent ou aux séismes. Les traverses de cadre en profil à double té sont constituées de profilés laminés ou de profils composés à âme pleine ou évidée, et de hauteur constante ou variable. La hauteur h des traverses est située entre $l/30$ et $l/15$ (l étant la portée de la poutre simple ou la distance entre points de moment nul) et dépend du système statique du cadre. Les traverses peuvent comporter des renforcements aux endroits d'efforts maximaux, des appuis latéraux pour empêcher le déversement, des ouvertures dans les âmes pour le passage des conduites techniques, des joints de

montage, etc. La figure 12.2 donne quelques exemples typiques de traverses de cadre en profil à double té. Des détails de construction – angles de cadre, pieds de montant, joints de montage – sont donnés également au paragraphe 3.2.3.

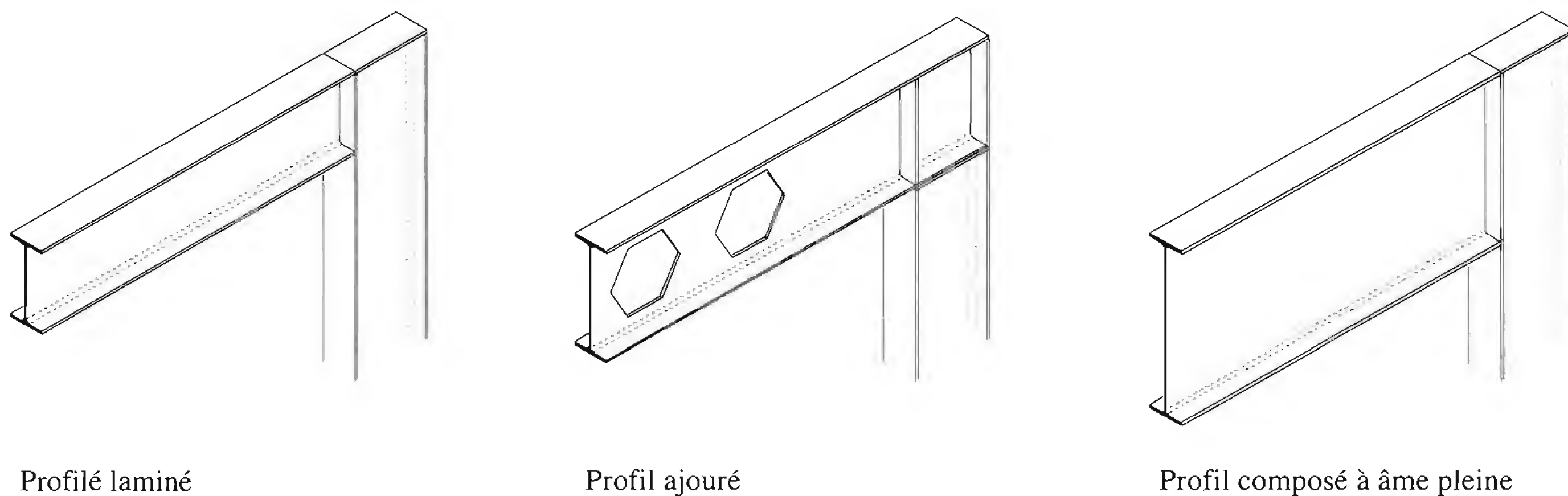


Fig. 12.2 Types de traverse de cadre en profil à double té.

12.2.2 Sécurité structurale

Efforts intérieurs

La traverse d'un cadre peut être considérée comme une barre indépendante soumise aux efforts déterminés lors du calcul statique du cadre. Ces efforts sont les charges qui lui sont directement appliquées ainsi que les efforts intérieurs aux extrémités de la barre agissant comme des efforts extérieurs (fig. 12.3). Les sollicitations de la traverse sont les suivantes :

- Actions extérieures :
 - le poids propre de la traverse ;
 - la réaction des pannes comprenant : le poids des pannes, le poids de la toiture, les efforts dus au vent (en pression ou en dépression), la neige, la charge utile en cas de toiture accessible ;
 - une charge suspendue éventuelle.

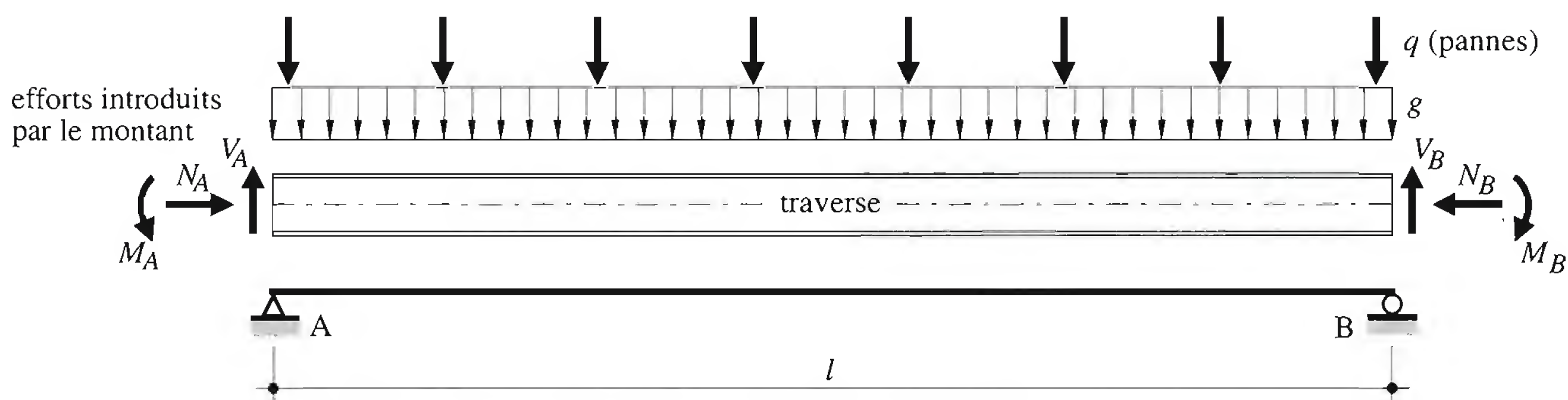


Fig. 12.3 Sollicitations d'une traverse.

- Efforts aux extrémités :
 - un moment de flexion,
 - un effort normal,
 - un effort tranchant.

Les efforts « extérieurs » ne sont en général pas les mêmes à chaque extrémité de la traverse, même pour un système symétrique, à cause de la dissymétrie de certaines charges exercées sur le cadre (en particulier les effets du vent). Afin d'éviter la création de moments de torsion, des dispositions de construction doivent être prises relatives à la transmission des charges, par exemple en supprimant, autant que faire se peut, les excentricités des forces par rapport au plan de la traverse.

Les vérifications à effectuer relatives à la sécurité structurale comprennent les vérifications de la *résistance des sections* déterminantes (point de moment maximal, appui, etc.) ainsi que celles du *déversement* pour l'ensemble de la barre. Ces vérifications doivent être effectuées conformément à la méthode de calcul adoptée pour le dimensionnement du cadre – plastique-plastique, élastique-plastique, élastique-élastique ou élastique-élastique réduit – et les sections ou les parties comprimées de la section de la traverse devront satisfaire à des conditions d'élancement.

Résistance en section

Les vérifications de la traverse à effectuer dans le cadre de la sécurité structurale sont les suivantes :

$$\bullet \quad l_D \leq l_{cr} \qquad M_d \leq M_R / \gamma_R \qquad (12.1a)$$

$$\bullet \quad l_D > l_{cr} \qquad M_d \leq M_D / \gamma_R \qquad (12.1b)$$

$$\text{ainsi que :} \qquad V_d \leq V_R / \gamma_R \qquad (12.2)$$

M_d	: valeur de dimensionnement du moment de flexion
M_R	: résistance ultime à la flexion (M_{pl} , M_{el} ou $M_{el,ef}$ selon la méthode de calcul adoptée)
M_D	: moment de déversement
l_D	: longueur de déversement
l_{cr}	: longueur critique de déversement
V_d	: valeur de dimensionnement de l'effort tranchant
V_R	: résistance ultime au cisaillement

Déversement

Dans le domaine des halles, le problème du déversement de la traverse ne se pose pas souvent. En effet, dans la zone de moment de flexion positif, la membrure comprimée (supérieure) est en général maintenue latéralement par des éléments secondaires, tels que des pannes (fig. 12.4), pour autant que ces dernières soient d'une part solidaires d'un contreventement et d'autre part correctement fixées sur la traverse. Dans ce cas, la *longueur de déversement* est égale à l'écartement des pannes. Si la longueur de déversement ne dépasse pas la *longueur critique de déversement*, l'instabilité n'est pas déterminante.

Dans la zone de moment de flexion négatif, l'aile comprimée (inférieure) de la traverse n'est pas tenue et peut déverser. On admet dans ce cas comme longueur de déversement la distance entre l'angle de cadre (point de moment négatif maximal) et le point d'inflexion le plus proche de la traverse (moment nul). Dans cette hypothèse, il faut que l'angle de cadre soit lui-même tenu contre tout déplacement hors du

plan du cadre par des pannes sablières ou par des bracons (fig. 12.4(a)). Si tel n'est pas le cas, on peut admettre de ramener traverse et montant dans le prolongement l'un de l'autre et de prendre comme longueur de déversement la distance entre le point d'inflexion précité de la traverse et la section de montant la plus proche de l'angle qui soit tenue hors du plan du côté intérieur, comprimé sous moment négatif (fig. 12.4(b)).

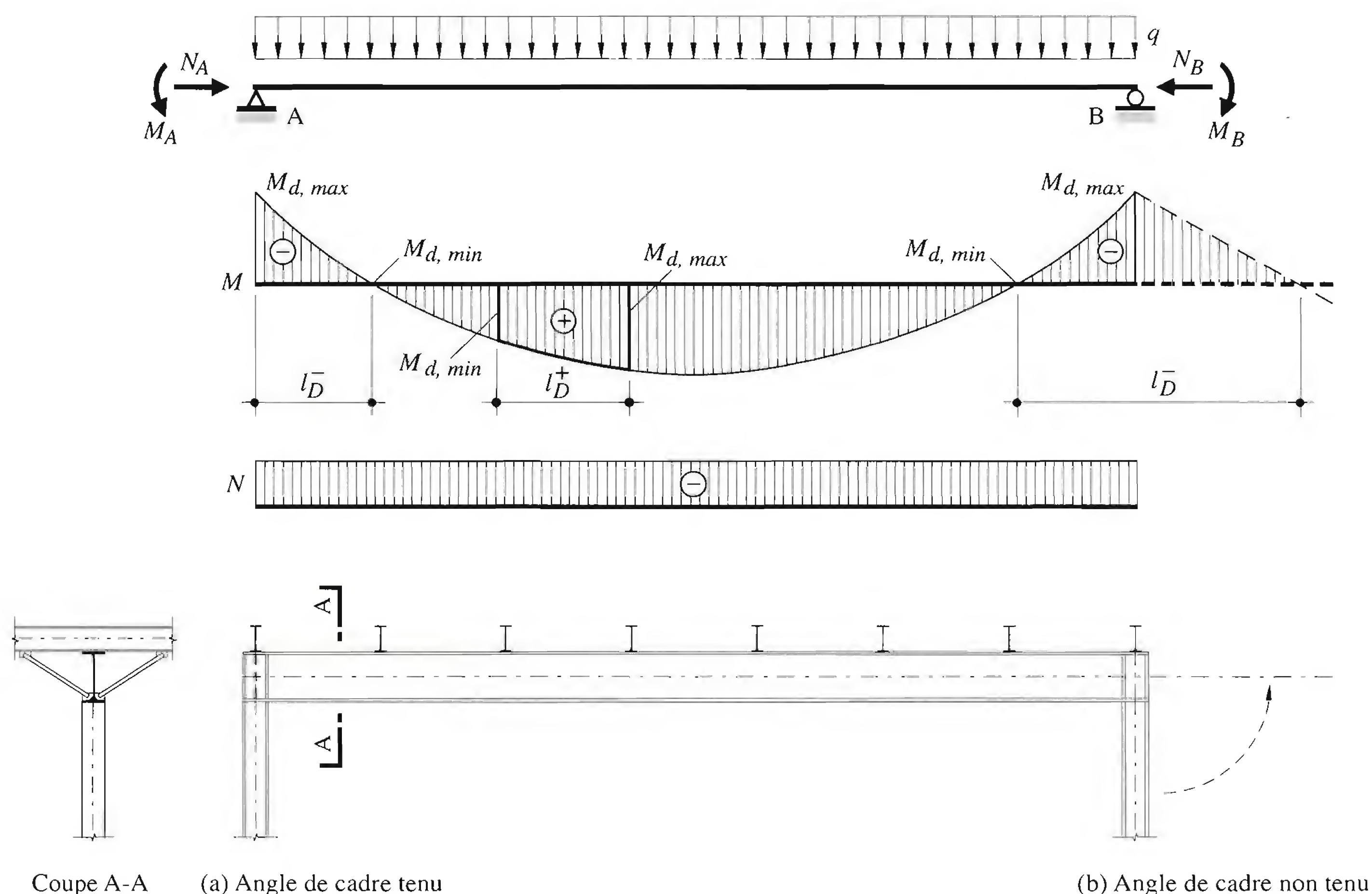


Fig. 12.4 Longueur de déversement pour la vérification d'une traverse de cadre.

La figure 12.4 donne un exemple de sollicitations d'une traverse de cadre simple, avec les longueurs de tronçons à considérer pour la vérification au déversement lorsque les charges transversales agissent dans le sens de la gravité. Au point A, il est admis que l'angle de cadre est tenu hors du plan, alors qu'au point B on présente la modélisation à adopter en cas d'angle non tenu.

Si la longueur de déversement l_D est supérieure à la longueur critique l_{cr} , il faut évaluer la résistance au déversement ou, à défaut, soit renforcer le profil de manière appropriée pour empêcher son déversement, soit disposer des appuis additionnels efficaces hors du plan jusqu'à obtenir $l_D \leq l_{cr}$.

Notons encore que la semelle inférieure de la traverse peut également déverser en cas d'inversion des efforts; cette situation peut se présenter lors d'un soulèvement de la toiture sous l'action de la dépression due au vent.

Lorsqu'on applique la méthode de calcul élastique-plastique – la plus pratiquée – selon la norme SIA 161, la longueur critique de déversement est donnée par la formule suivante:

$$l_{cr} = 2.7 i_z \left[1 - \frac{1}{2} \Psi \right] \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (12.3)$$

- i_z : rayon de giration par rapport à l'axe de faible inertie
 Ψ : rapport, pour le tronçon examiné, entre le plus petit moment d'extrémité et le plus grand, avec leur signe ($\Psi = M_{d,min} / M_{d,max}$)

Cette formule est valable pour autant que l'effort normal soit faible ($N_d / (N_{pl} / \gamma_R) \leq 0.15$). Le tronçon central en travée ($M_{d,min} \cong M_{d,max}$) est caractérisé par une répartition quasi constante des moments ($\Psi = 1.0$), conduisant à une longueur critique $l_{cr} \cong 40 i_z$. Pour un tronçon avec $M_{d,min} = 0$ à une extrémité, on a $l_{cr} \cong 81 i_z$. D'autres valeurs numériques sont données dans le TGC volume 10 (chap. 5). En cas d'effort normal appréciable, il faut tenir compte de l'interaction M - N . Dans ce cas, la traverse sera vérifiée comme une barre comprimée et fléchie à l'aide des formules d'interaction du paragraphe 6.3.2 du TGC volume 10.

Au cas où les longueurs de tronçon l_D sont supérieures à l_{cr} , il faut procéder à la vérification au déversement. Cela revient à dire que la résistance ultime à la flexion de la traverse n'est plus égale à la résistance ultime à la flexion de la section (en général M_{pl}), mais elle est limitée au moment de déversement M_D de la section transversale du tronçon considéré. Le calcul y relatif est donné au chapitre 11 du TGC volume 10 ainsi que dans la norme SIA 161.

A cet égard, on soulignera que la norme SIA 161 conserve l'approche d'une courbe de déversement spécifique alors que l'Eurocode 3 recourt à une formule similaire à une courbe de flambage, mais paramétrée à partir d'un grand nombre de résultats d'essai en déversement.

Traverses à inertie variable

Nous devons attirer l'attention sur le fait qu'une *traverse à inertie variable* (fig. 12.5) ne peut être traitée directement à partir de ce qui est dit ci-dessus. En effet, les propriétés d'inertie flexionnelle et torsionnelle sont variables le long de l'axe de la poutre et la contrainte critique de déversement sous flexion pure – cas servant de référence – et la résistance ultime à la flexion ne constituent désormais plus des caractéristiques de section courante. De plus, en présence d'une répartition non uniforme du moment de

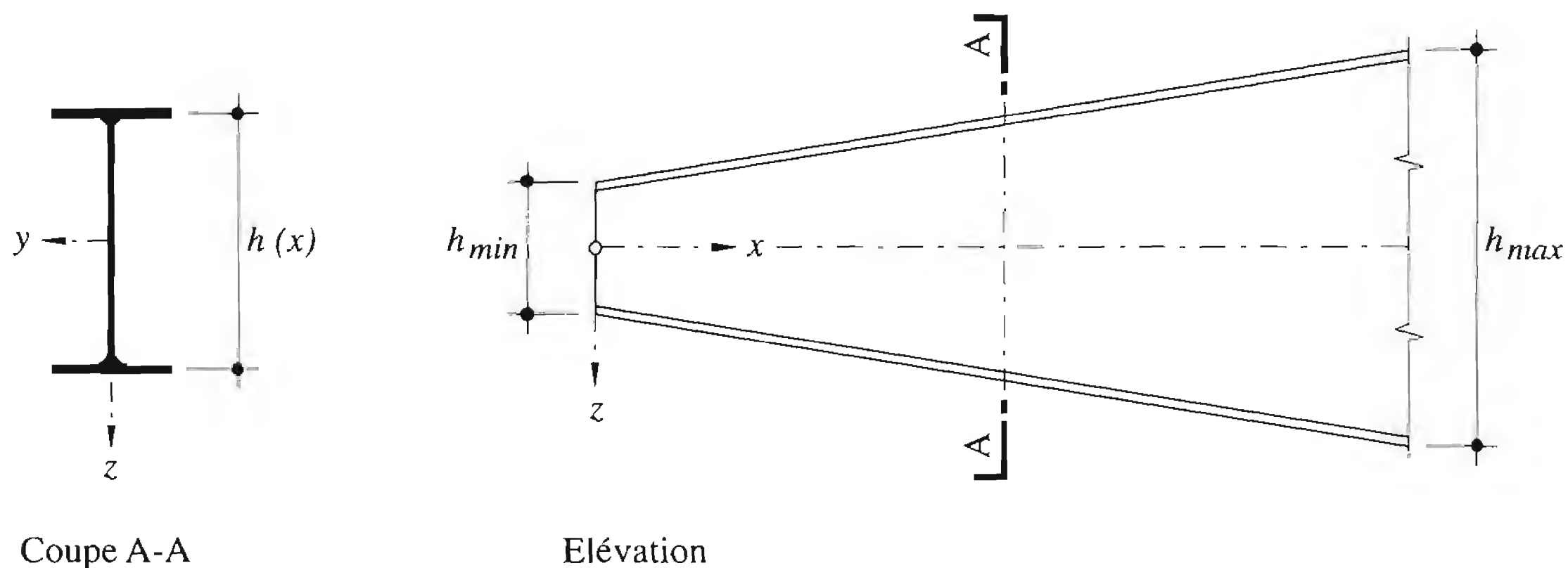


Fig. 12.5 Traverse à inertie variable.

flexion sur la longueur de déversement, la section déterminante ne se situe plus nécessairement à l'endroit du moment maximal. Il faut dès lors faire appel au concept de section de référence; sur ce sujet, différentes approches sont décrites dans la littérature.

Une méthode simplifiée [12.1] consiste à vérifier le déversement sous flexion pure d'une traverse – ou d'un tronçon de traverse – à section en double té bisymétrique et à hauteur d'âme linéairement variable entre les valeurs maximale h_{max} et minimale h_{min} , dont les appuis aux deux extrémités sont supposés être équivalents à des appuis à fourche, de la même manière que celle d'une poutre à section constante. Les caractéristiques équivalentes de la poutre à inertie variable sont les suivantes:

$$I_{z,eq} = I_z \text{ (variation supposée négligeable)} \quad (12.4)$$

$$h_{eq} = h_{max} \sqrt{0.283 + 0.434 \delta + 0.283 \delta^2} \quad (12.5)$$

$$K_{eq} = 0.5 (K_{max} + K_{min}) \quad (12.6)$$

- I_z : moment d'inertie de flexion dans le plan de faible inertie
- δ : rapport des hauteurs de section ($\delta = h_{min}/h_{max}$)
- h : hauteur d'âme variable linéairement
- K : constante de torsion uniforme

Si les deux extrémités sont encastrées à la flexion dans le plan de faible inertie, on peut utiliser à la place de (12.5) l'équation suivante:

$$h_{eq} = h_{max} \sqrt{0.34 + 0.40 \delta + 0.26 \delta^2} \quad (12.7)$$

Les calculs numériques montrent que, pour les sections usuelles, la variation de la hauteur est telle que la hauteur équivalente diffère peu de la hauteur moyenne; on peut donc encore simplifier en utilisant $h_{eq} \equiv 0.5 (h_{max} + h_{min})$.

Traverses composées à âme pleine et inertie variable

Les *traverses composées à âme pleine et inertie variable* comportent et inertie variable souvent une âme très mince, ce qui permet de négliger la contribution de la torsion de Saint-Venant à la résistance au déversement et de ramener cette dernière à la résistance au flambage latéral de la semelle comprimée. Pour une *répartition uniforme du moment de flexion*, le moment critique de déversement élastique (TGC vol. 10, éq. 11.12) s'écrit alors sous la forme simple suivante:

$$M_{crD} = \frac{\pi^2 E I_{zf}}{l_D^2} \left(h + \frac{t_1 + t_2}{2} \right) \quad (12.8)$$

- I_{zf} : moment d'inertie de la semelle comprimée autour de son axe vertical
- l_D : longueur de déversement
- h : hauteur d'âme
- t_1, t_2 : épaisseurs des semelles comprimée et tendue, respectivement

Le moment critique de déversement élastique pour une *répartition non uniforme du moment de flexion* s'obtient en multipliant le moment critique de déversement élastique sous moment uniforme par le coefficient C_1 donné au paragraphe 11.2.5 du TGC volume 10.

Lors du calcul du coefficient d'élancement au déversement, défini par :

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{M_R}{M_{crD}}} \quad (12.9)$$

la question se pose évidemment de savoir quelle valeur introduire pour M_R puisque la résistance à la flexion varie le long de la poutre. Des simulations numériques ont montré qu'il est conservateur d'adopter la résistance ultime de la section pour laquelle l'état limite de résistance est atteint en premier. La détermination de cette section n'est pas immédiate et n'est pas une caractéristique intrinsèque de la poutre ; en effet, la position de cette section dépend de la répartition du moment de flexion le long de la traverse. On peut par exemple la rechercher en procédant simplement comme suit :

- on trace le diagramme de la résistance ultime à la flexion des sections sur la longueur de la traverse ;
- on trace le diagramme des valeurs de dimensionnement du moment de flexion ;
- on fait croître ce dernier de manière proportionnelle ;
- le diagramme du moment de dimensionnement ainsi amplifié finit par atteindre en un point le diagramme de la résistance ultime à la flexion ; ce point détermine la position de la section déterminante et la valeur M_R recherchée.

L'évaluation de la résistance ultime au déversement se poursuit alors comme indiqué à la section 11.3 du TGC volume 10.

Traverse ajourée

Dans ce cas, il est recommandé d'en assimiler le déversement au flambage latéral de la semelle comprimée associée à une partie d'âme de hauteur égale au 1/6 de la hauteur d'âme totale, sans toutefois que cette valeur excède la distance mesurée entre la face intérieure de la semelle comprimée et le bord le plus proche des ouvertures d'âme. Par ailleurs, ces ouvertures affectent la résistance au cisaillement (voir sect. 10.4 et TGC vol. 10, sect. 5.6).

12.2.3 Aptitude au service

Cette vérification consiste à comparer la flèche verticale de la traverse avec une flèche limite afin de garantir une rigidité suffisante et un aspect satisfaisant à la structure. Le choix des sollicitations à prendre en considération pour le calcul des déplacements doit être effectué sur la base d'une réflexion quant aux conséquences de ces flèches sur le bon comportement de la structure. Il en va de même du choix de la flèche limite. La norme SIA 161 propose de calculer les flèches, d'une part, avec *une action variable* de courte durée et, d'autre part, avec les actions qui produisent le plus grand déplacement. Les flèches limites respectives des traverses de cadres sont alors de $l/350$ et $l/250$.

L'évaluation du comportement en service s'effectue à l'aide d'un calcul élastique au premier ordre. Ainsi, pour le calcul de la flèche de la traverse d'un cadre, il est possible de superposer celle provenant

de la charge extérieure avec celle due aux moments d'extrémité. L'influence de ces moments est évidemment favorable puisqu'ils correspondent à l'encastrement partiel de la traverse dans les montants. Il faut toutefois rester attentif au fait qu'un effort axial significatif de compression dans la traverse induit un comportement au second ordre de l'élément et contribue aussi à augmenter la flèche. Comme le principe de superposition n'est plus applicable en présence d'effets du second ordre, on peut imaginer de tenir compte de ceux-ci en multipliant la flèche au premier ordre par un coefficient d'amplification du type $(1 - N_d / N_{cr})$.

Si les ouvertures d'âme d'une poutre ajourée ne sont pas de faible dimension par rapport à la hauteur – ce qui est fréquemment le cas – la flèche sera due en grande partie à la déformabilité en cisaillement de la traverse. À défaut d'un calcul précis, la flèche due à la flexion d'une poutre équivalente de même inertie que la poutre ajourée (au droit des ouvertures) peut être majorée de 20% (TGC vol. 10, § 5.6.3).

Dans un but lié avant tout à l'aspect du cadre, on donne en général une *contreflèche* à la traverse. On choisit sa valeur égale à la flèche provoquée par toutes les actions permanentes et une partie des actions variables (le plus souvent 50%). La traverse donne ainsi l'impression de ne pas être déformée à l'état permanent.

En cas de cadre non tenu latéralement dans son plan, il n'est pas rare que le déplacement horizontal du cadre soit déterminant. Pour les cadres de halles, la norme SIA 161 indique une limite de $h/150$ sous action variable de courte durée, h étant ici la hauteur de la halle. La norme recommande en outre que les déplacements horizontaux des montants supportant une voie de roulement, dus aux actions du pont roulant, n'excèdent pas $h/300$. Notons enfin que le déplacement horizontal d'un montant peut se trouver accentué en cas de traverse brisée (toiture à deux pans) par rapport au cas d'une traverse horizontale de même portée et également sollicitée, en raison de l'«effet d'arc» qui s'y développe (§ 14.4.4).

A l'égard des déplacements limites verticaux et horizontaux, l'Eurocode 3 est quelque peu moins sévère que la norme SIA 161. Toutefois, la définition des charges de service n'est pas directement comparable.

12.3 Fermes à treillis

12.3.1 Types de ferme à treillis

Les fermes à treillis constituent un type particulier d'élément porteur de la toiture des halles (§ 3.2.4). Elles constituent souvent la solution la plus légère pour réaliser les traverses des cadres. Elles sont utilisées en général pour de grandes portées, mais peuvent également convenir pour des portées plus faibles (traverses à treillis légères). Le système statique est le plus souvent une poutre simple ou une poutre encastree élastiquement (traverse de cadre assemblée rigidement aux montants), quelquefois une poutre continue (cadre à plusieurs nefs). Le choix de la hauteur h du treillis est fonction de la longueur l (l étant la portée de la poutre simple ou la distance entre points de moment nul). Le rapport h/l (h désigne ici la plus grande hauteur de la ferme) est de l'ordre de $1/12$ pour un treillis de hauteur constante et de $1/5$ à $1/6$ pour un treillis de forme triangulaire. L'estimation du poids propre de la poutre peut être effectuée, en première approximation, à l'aide de la règle empirique suivante tirée de la publication SZS C3. Cette règle est applicable aux fermes à treillis écartées de 5 à 6 m supportant une toiture légère en acier S235 soumise à une charge de neige sur la toiture égale à 1.5 kN/m^2 :

$$g_a = 0.85 \frac{l}{100} \quad (12.10)$$

g_a : poids propre du treillis par mètre carré de surface de halle [kN/m^2]
 l : portée de la ferme [m]

Pour obtenir une ferme à treillis ayant un poids minimal, on aurait tendance à choisir la section de chaque barre en fonction de l'intensité de l'effort normal auquel elle est soumise. Pour les diagonales et les montants, cela ne pose pas de problèmes, encore que l'on fera usage d'un nombre limité de sections différentes, dans un but de rationalisation. Par contre, pour les membrures, un changement de section à chaque nœud n'est pas économique à cause du travail supplémentaire que cela implique. Pratiquement, pour les fermes à treillis légères ou de faible portée, on adopte des membrures à section constante sur toute ou partie de leur longueur. La solution économique correspond en effet non pas au poids minimal, mais au coût minimal comprenant matériaux et main-d'œuvre. La figure 12.6 donne deux exemples typiques de fermes à treillis de halles.

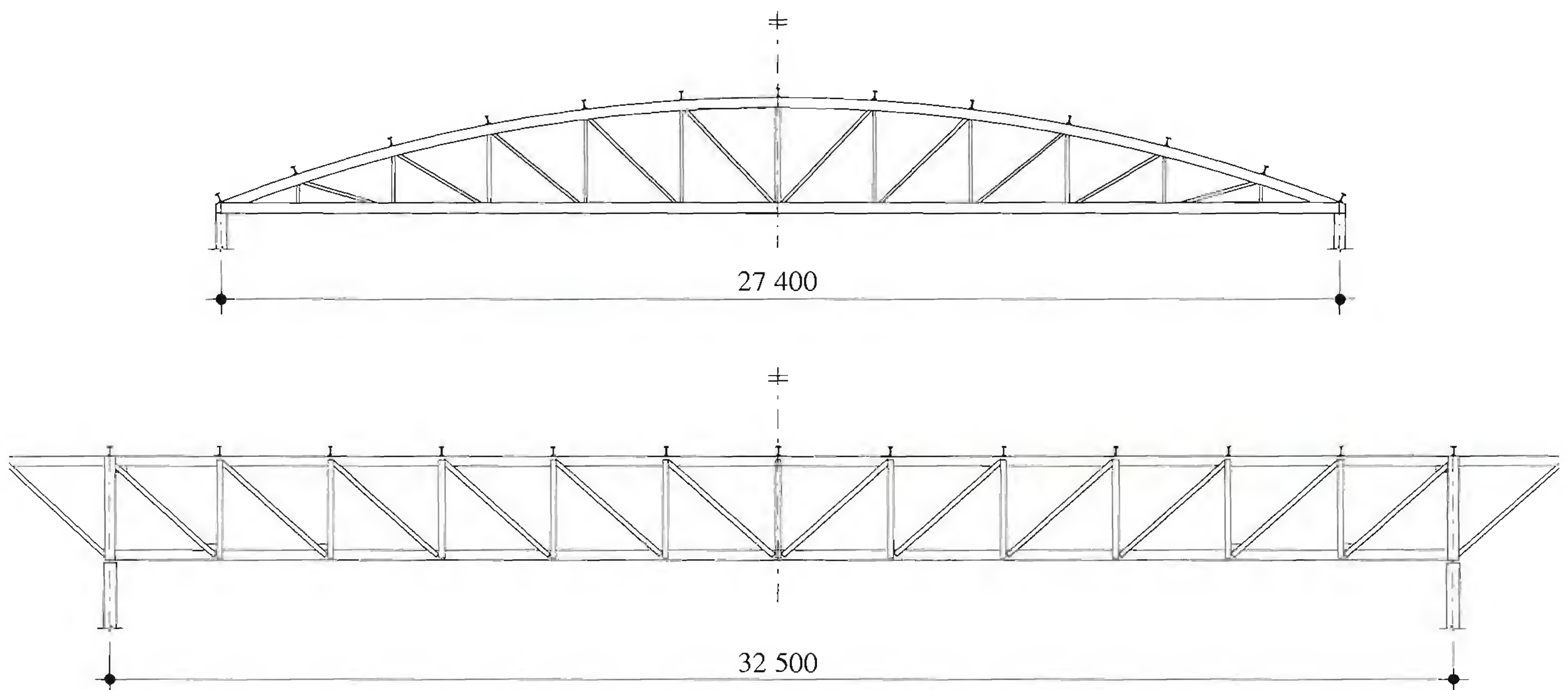


Fig. 12.6 Types de ferme à treillis.

Dans une ferme à treillis, la liaison entre les différentes barres représente un élément essentiel de la structure. Un soin particulier doit donc être apporté à la conception des nœuds et des assemblages, qui doivent être simples et facilement réalisables. En effet, le choix des détails de construction a une influence économique déterminante, le coût de la main-d'œuvre (atelier et montage) représentant plus de la moitié du coût total d'une poutre à treillis. La figure 12.7 montre quelques exemples de nœuds, avec les joints de membrures correspondants, de ferme à treillis:

- *Construction légère*: système économique, utilisation rationnelle des cornières du point de vue statique, mais les cornières doivent être façonnées (fente) (fig. 12.7(a)).
- *Construction tubulaire*: les profils creux sont de plus en plus utilisés actuellement; possibilité de réaliser des membrures à section variable, avec un diamètre constant mais en jouant sur l'épaisseur des parois, nœuds soudés (avec ou sans gousset) (fig. 12.7(b)).
- *Construction à gousset*: membrure constituée d'un profilé laminé, les diagonales sont boulonnées à des goussets soudés en atelier; système pour des treillis fortement sollicités (fig. 12.7(c)).

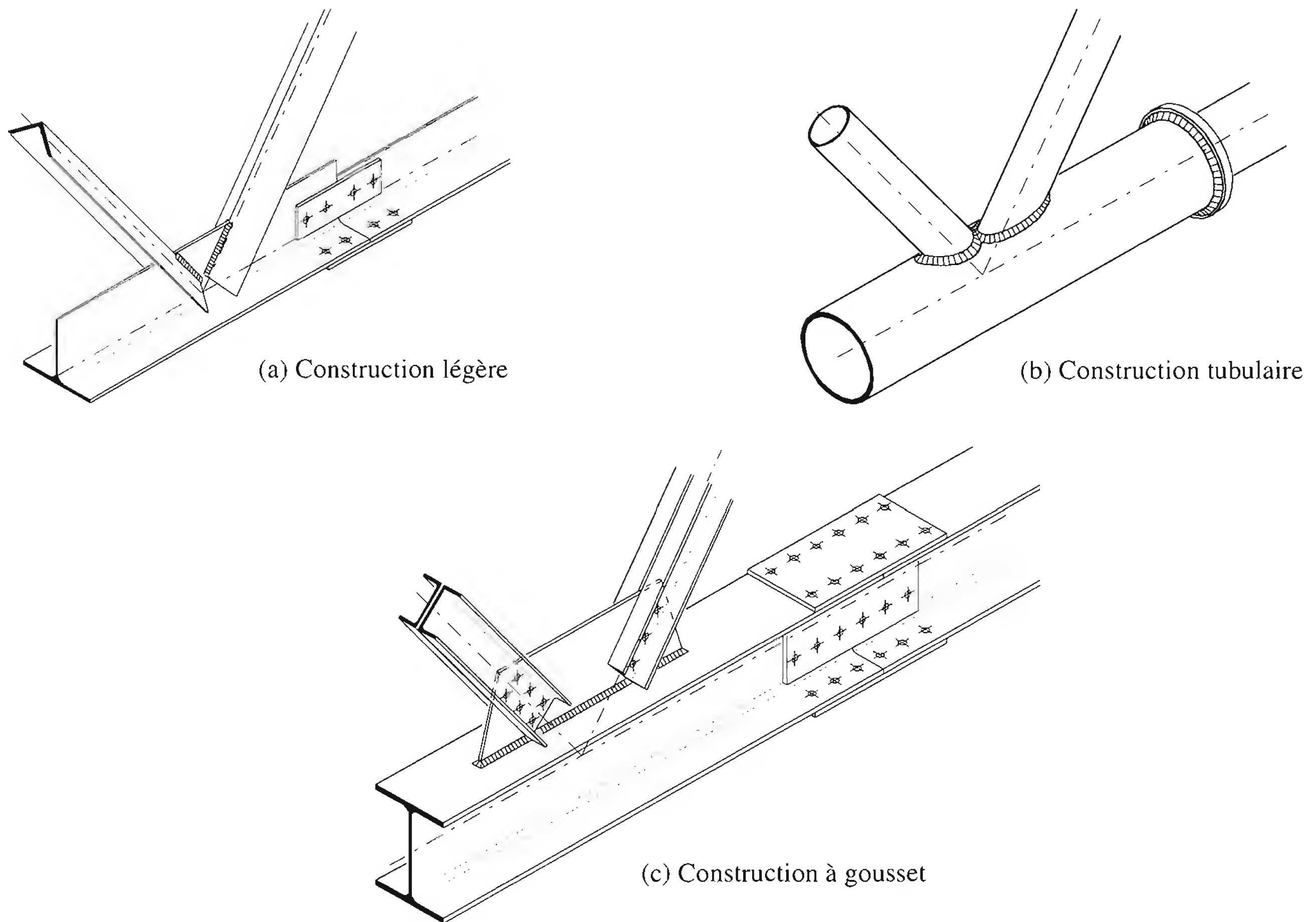


Fig. 12.7 Exemples de nœuds et de joints de membrures de fermes à treillis.

Pour autant que les conditions de transport le permettent, les fermes à treillis sont entièrement assemblées en atelier. Dans le cas de structures importantes, on effectue le transport soit de parties de fermes, soit des éléments individuels dont l'assemblage est effectué sur site, généralement à l'aide de boulons.

12.3.2 Efforts intérieurs

Rappelons les hypothèses simplificatrices qui se trouvent à la base du calcul des efforts des poutres à treillis :

- les nœuds sont considérés comme des articulations parfaites,
- les axes géométriques des barres sont supposés concourants au nœud où elles convergent,
- les barres sont des éléments rectilignes entre les nœuds,
- les charges sont appliquées au droit des nœuds et dans le plan du treillis (le poids propre des barres est en général négligé).

En adoptant ces hypothèses, on admet que les barres sont soumises uniquement à des efforts normaux. En réalité, certains autres efforts vont se produire à cause des conditions aux extrémités des barres qui ne correspondent pas aux hypothèses précitées.

Articulations parfaites

Pour des raisons pratiques, les barres sont normalement assemblées aux nœuds du treillis de manière rigide. De la sorte, l'hypothèse des articulations parfaites, qui se trouve à la base du calcul statique utilisé, est prise en défaut. Le treillis est alors une structure hautement hyperstatique. Toute déformation globale du treillis (flèche de la ferme) provoque une déformation flexionnelle correspondante des barres et l'apparition de moments «secondaires».

Il faudrait donc substituer une analyse en cadre à celle en structure idéalement articulée. Toutefois, il est courant de négliger ces moments secondaires; il y a plusieurs raisons à cela. En premier lieu, les barres de treillis sont généralement suffisamment élancées pour que les moments d'encastrement aux extrémités des barres restent faibles et que, par conséquent, les efforts normaux restent déterminants pour le dimensionnement (la valeur de ceux-ci n'est par ailleurs pas significativement influencée par une éventuelle prise en compte de liaisons rigides, fig. 12.8). En second lieu, la résistance ultime de la poutre à treillis dans son ensemble n'est pas affectée par les moments secondaires aussi longtemps que des phénomènes d'instabilité ne deviennent pas déterminants; ceci résulte de la capacité d'adaptation plastique des sections sous effort axial. Pour les poutres à treillis comportant des barres trapues, donc peu élancées, il faut faire preuve de circonspection avant de décider de négliger a priori les moments secondaires.

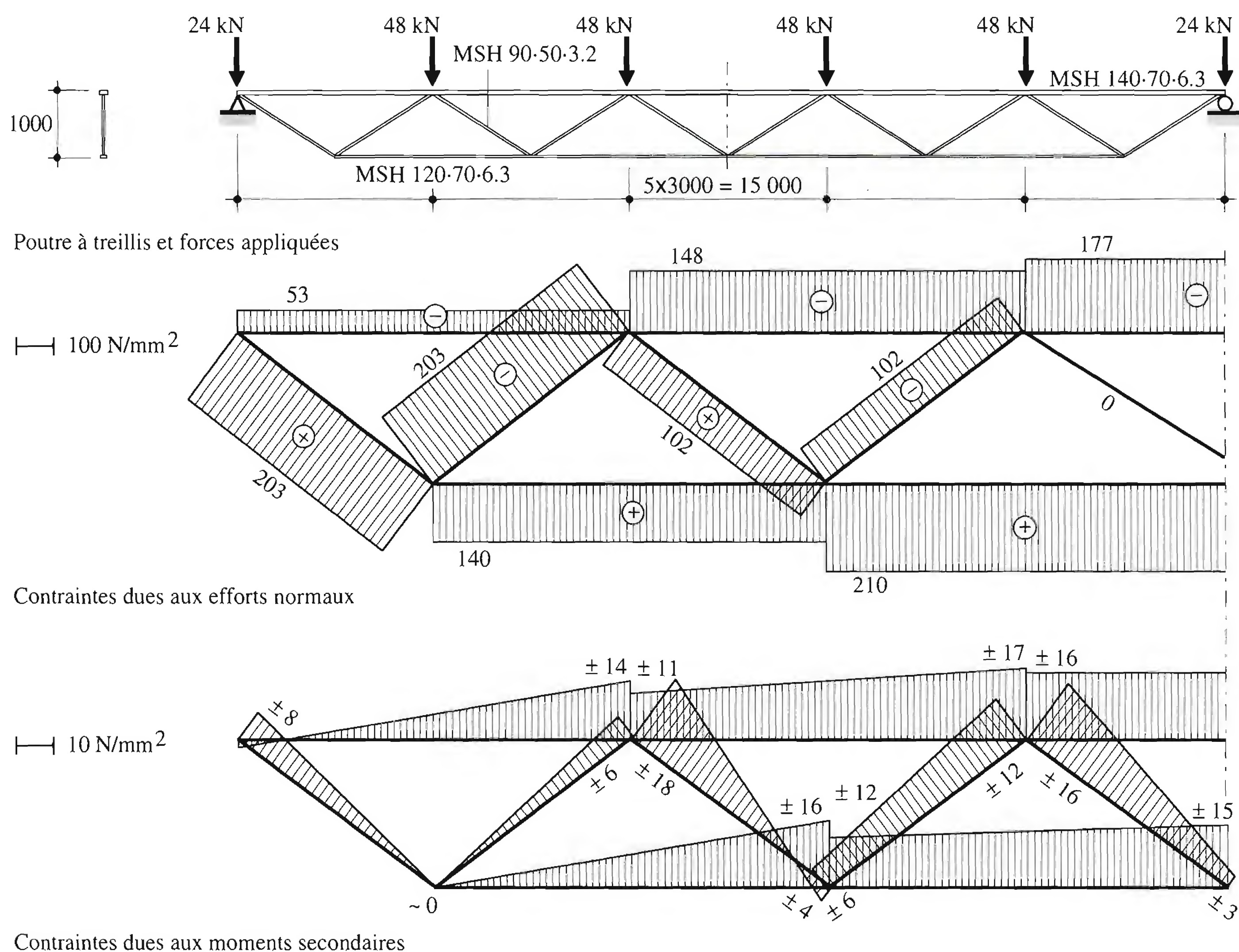


Fig. 12.8 Contraintes dues aux efforts normaux et aux moments «secondaires» dans une poutre à treillis (exemple).

S'il est toléré d'ignorer les contraintes normales dues à ces moments d'encastrement secondaires lorsque les sollicitations sont quasi statiques, il n'en est plus de même en présence de sollicitations répétées à cause du danger de ruine par fatigue. Il faut alors évaluer plus précisément la différence de contraintes en tenant compte des contraintes secondaires de flexion.

Axes concourants et rectilignes

Il existe un autre type de moments «secondaires», dus aux inévitables excentricités dans la transmission des efforts depuis un nœud vers les barres qui y convergent. En général, on peut assez facilement réduire ces excentricités en disposant les barres de manière adéquate. Il se peut cependant que, pour certaines sections, en particulier les cornières, l'axe géométrique de la barre ne coïncide pas avec l'axe de trusquinage (fig. 12.9). En l'espèce, il existe deux possibilités pour aligner les barres: soit faire concourir les axes géométriques, soit faire concourir les axes de trusquinage.

- Si les *axes géométriques sont concourants*, chaque boulon est sollicité par deux forces F' et F'' , la force due à l'effort normal et la force due à l'excentricité de l'effort normal.

$$F' = \frac{N}{n} \quad (12.11)$$

$$F'' = Ne \frac{r_i}{\sum r_i^2} \quad (12.12)$$

Le dimensionnement des boulons doit s'effectuer en considérant la résultante vectorielle de ces deux forces. La barre, par contre, n'est sollicitée par un moment de flexion $M = Ne$ que sur la longueur $(n - 1) p$ de l'assemblage et non pas sur toute sa longueur.

- Si les *axes de trusquinage sont concourants*, chaque boulon n'est sollicité que par une force longitudinale $F' = N/n$, où N est l'effort normal dans la barre et n est le nombre de boulons. Par contre, la barre est soumise à un moment de flexion $M = Ne$ sur toute sa longueur.

La première solution, avec axes géométriques concourants, est la plus favorable car elle engendre les moments de flexion dans la barre les plus faibles. C'est donc celle qu'il faut favoriser dans la mesure du possible. Quant à la deuxième solution, avec axes de trusquinage concourants, les moments secondaires dans la barre peuvent généralement être négligés. Si la barre est tendue, sa flèche diminue, ce qui a pour effet de réduire l'excentricité de l'effort normal entre les nœuds du treillis, et ainsi l'importance des moments secondaires. Toutefois, ceci ne vaut que sous sollicitations essentiellement statiques et il y a lieu de renvoyer à la réserve émise plus haut en cas de sollicitations répétées.

Pour les poutres à treillis dont la section des membrures varie le long de l'axe (fig. 12.10(a)), on place généralement la face extérieure des profils au même niveau, pour des raisons purement pratiques (facilité de pose des pannes) ou d'esthétique. Il en résulte que les axes de ces barres ne sont pas situés dans le prolongement l'un de l'autre. La position des membrures et des diagonales doit être telle que le système de forces soit en équilibre ou que le polygone des forces soit fermé. Si O est le point d'intersection entre l'axe de la force verticale Q_m et l'axe géométrique de la barre horizontale de droite, et en admettant une résultante R_m parallèle aux efforts normaux dans la membrure, l'équation d'équilibre en rotation autour de O est la suivante:

$$R_m e_m - N_{sup, m} e_{m+1} = 0 \quad (12.13)$$

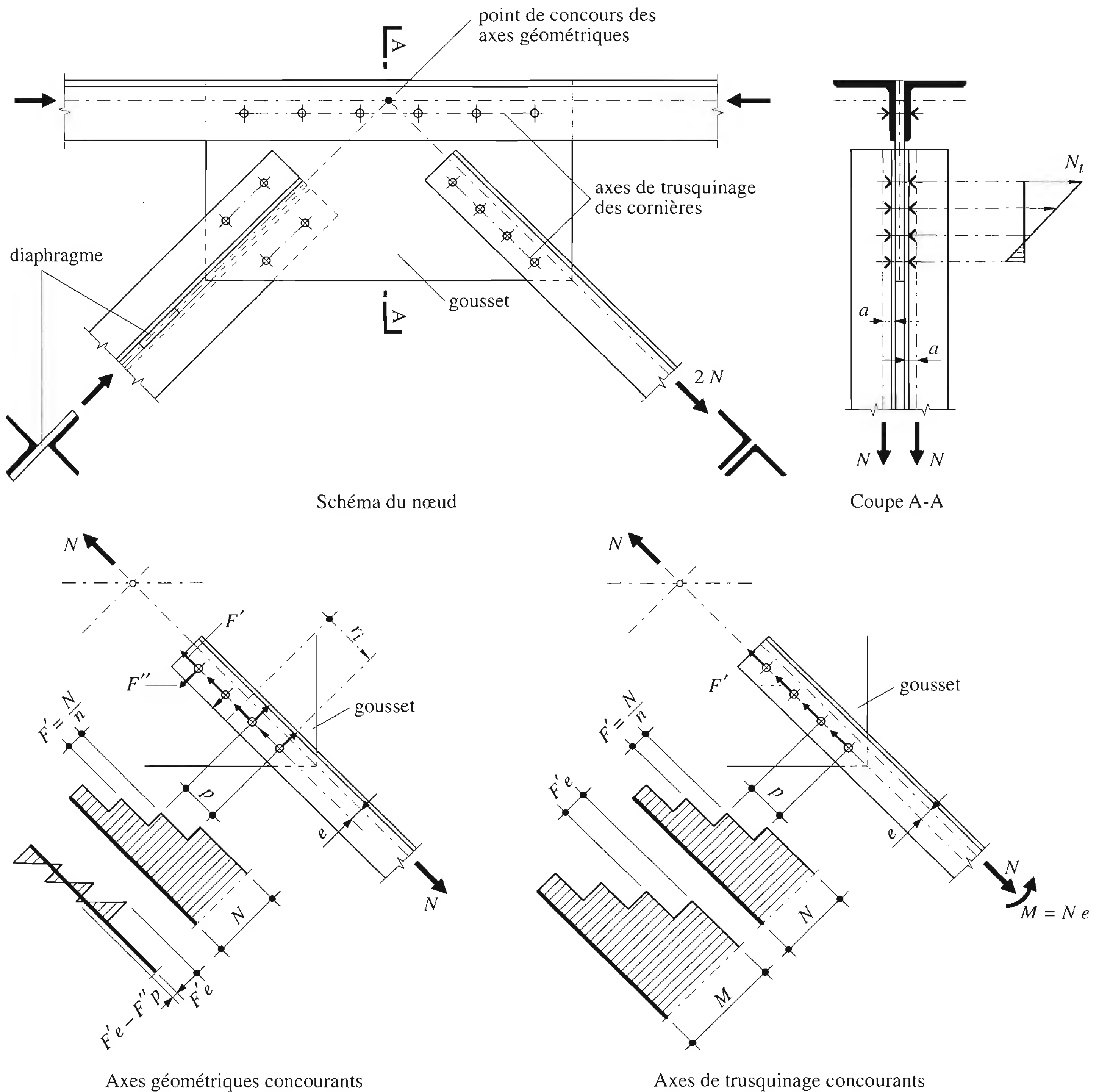


Fig. 12.9 Alignement des axes géométriques et de trusquinage.

- R_m : résultante des efforts au nœud m
 e_m, e_{m+1} : excentricités des efforts R_m et $N_{sup,m}$ par rapport au point O, respectivement
 $N_{sup,m}$: effort normal dans la membrure de gauche

On réduit au mieux les moments dus à l'excentricité en plaçant les barres de façon à réaliser l'équilibre sous les efforts dus aux charges permanentes; en revanche, les moments secondaires résultant des efforts dus à une charge variable agissant dissymétriquement sur la ferme ne peuvent pas être équilibrés.

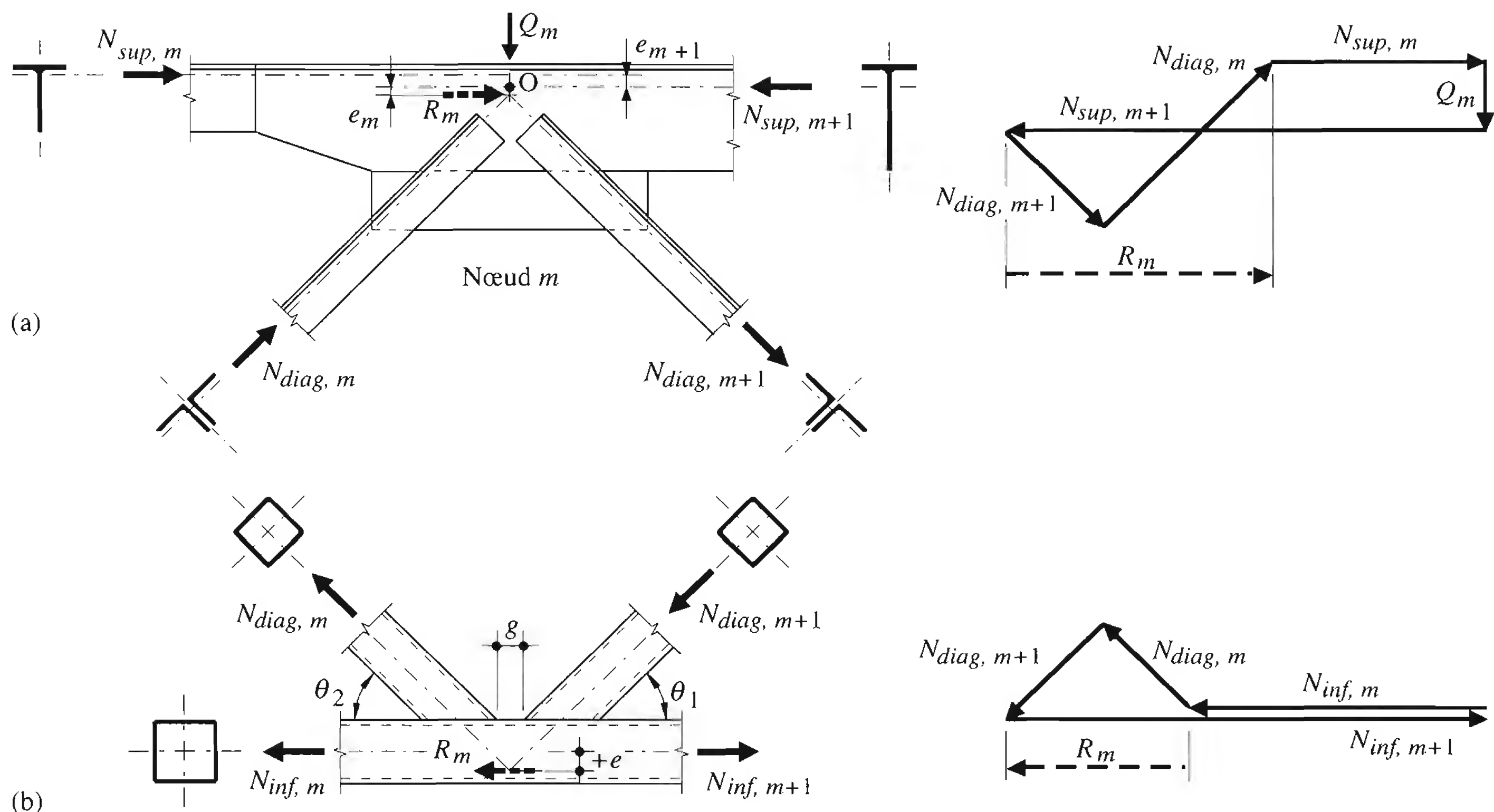


Fig. 12.10 Nœuds de poutre à treillis avec excentricité.

Pour certains types de profil, en particulier pour les profils tubulaires, des excentricités aux nœuds sont parfois inévitables ou même souhaitées de façon à disposer d'un espacement de soudage g suffisant (fig. 12.10(b)). Lors du dimensionnement, on doit tenir compte des moments de flexion qui en résultent, en particulier le moment dans la membrure $R_m e$ [12.2] [12.3] (voir aussi § 12.3.5).

Barres rectilignes, indéformables et sans poids

Les allongements et les raccourcissements axiaux des barres sont toujours faibles s'ils sont considérés individuellement. Toutefois, l'effet cumulé de ces déformations peut être significatif et détermine la déformée globale du treillis, en particulier sa flèche.

Le poids propre des barres disposées horizontalement ou presque induit une flexion transversale qui ne peut pas toujours être négligée (effet de second ordre pour les barres comprimées, aspect général, etc.). Il est par ailleurs recommandé d'éviter l'emploi de barres très élancées en raison de la possibilité de mise en résonance sous l'effet du vent. La norme SIA 161 recommande que les élancements ne dépassent pas les valeurs suivantes :

- barre comprimée : $\lambda_K = 200$
- barre comprimée sollicitée à la fatigue : $\lambda_K = 160$
- barre exposée au vent (comprimée ou tendue) : $\lambda_K = 250$
- élément secondaire : $\lambda_K = 250$

λ_K : élancement de la barre ($\lambda_K = l_K / i$)
 l_K : longueur de flambage de la barre (§ 12.3.3)
 i : rayon de giration minimal de la barre

Ces valeurs doivent toutefois être considérées comme indicatives et le respect de ces limites n'évite pas dans tous les cas une mise en résonance de la barre ou des phénomènes de fatigue dans les assemblages soudés.

Forces appliquées dans le plan et aux nœuds

L'excentricité des axes des barres par rapport au plan du treillis doit être évitée: on la tolère seulement dans le cas d'éléments secondaires de la structure (barre de contreventement assemblée sur l'aile d'un profilé, cornière unique dans un treillis). Dans certains cas (barre formée de deux profilés en U ou de deux cornières, par exemple), l'assemblage au nœud peut être sollicité par un moment hors du plan dû à l'excentricité u des efforts par rapport au plan de l'assemblage (fig. 12.9). Le moment Nu engendre de faibles efforts de traction N_t dans les boulons; dans la plupart des cas, ces efforts peuvent être négligés lors du dimensionnement.

Certaines règles de calcul applicables aux sections attachées par une seule aile – cornière, fer en té, profil U, etc. – imposent une réduction de l'aire nette à prendre en considération, telle que cette diminution de section nette correspond, en quelque sorte, à une mobilisation de la section en vue de résister aux moments de flexion négligés.

L'Eurocode 3 en particulier permet de prendre en compte cette excentricité. Il donne un effort normal ultime réduit de la section nette des cornières attachées par une seule file de boulons dans une des ailes comme si elles étaient sollicitées sans excentricité.

En règle générale, on adopte des détails de construction qui permettent d'introduire les forces concentrées aux nœuds des treillis. Si toutefois des forces agissent entre les nœuds (fig. 12.11), il est nécessaire de tenir compte du moment de flexion ainsi induit dans les membrures, qui constitue alors une sollicitation «primaire». Etant donné que l'inertie flexionnelle des membrures est en général beaucoup plus élevée que celle des montants et des diagonales, on admet que le calcul des moments de flexion est basé sur le système statique d'une poutre continue appuyée aux nœuds du treillis, les montants et diagonales restant articulés.

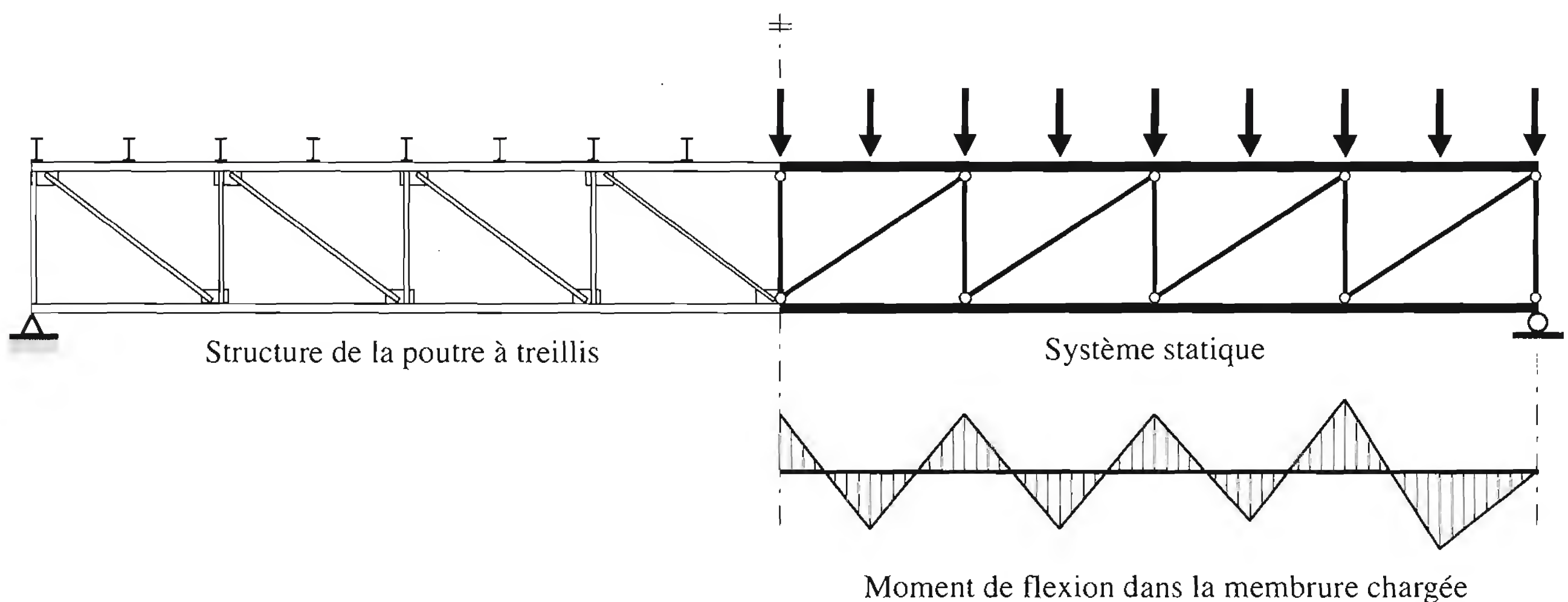


Fig. 12.11 Forces extérieures agissant entre les nœuds.

En résumé, on admet que les traverses de cadre ou fermes à treillis sont soumises à des sollicitations de nature quasi statique. Les barres ne sont normalement sollicitées que par un effort normal centré et la ruine du système est atteinte lorsqu'une seule barre atteint sa résistance ultime. Cette condition n'est assurément valable que pour des treillis isostatiques intérieurement. Par contre, pour des systèmes hyperstatiques intérieurement, il est possible, dans certains cas, d'envisager une redistribution plastique des efforts intérieurs; on gardera toutefois présent à l'esprit que cette capacité de redistribution se trouve rapidement limitée par l'instabilité des barres ou par de grands déplacements. Pour les méthodes de calcul des efforts normaux dans les treillis isostatiques ou hyperstatiques, on peut consulter le TGC volume 1.

12.3.3 Sécurité structurale

Barres tendues

La vérification de la sécurité structurale d'une barre tendue consiste à contrôler la relation suivante:

$$N_d \leq \frac{N_R}{\gamma_R} \quad (12.14)$$

N_d : valeur de dimensionnement de l'effort de traction
 N_R : résistance ultime à la traction de la barre
 γ_R : facteur de résistance

La résistance ultime d'une barre tendue est égale à l'effort normal plastique N_{pl} de sa section brute A :

$$N_R = N_{pl} = f_y A \quad (12.15)$$

Si les attaches de la barre sont boulonnées, on doit considérer également la résistance de la section nette A_n donnée par l'expression suivante:

$$N_{R,n} = 0.8 f_u A_n \quad (12.16)$$

f_y : limite d'élasticité de l'acier
 f_u : résistance à la traction de l'acier

Barres comprimées

La vérification de la sécurité structurale d'une barre comprimée soumise au flambage consiste à contrôler la relation suivante:

$$N_d \leq \frac{N_K}{\gamma_R} \quad (12.17)$$

La résistance ultime au flambage N_K , fonction de son élancement $\lambda_K = l_K/i$, est égale à:

$$N_K = \sigma_K A \quad (12.18)$$

- σ_K : contrainte de flambage
 l_K : longueur de flambage de la barre dans le plan de déformation
 i : rayon de giration de la barre perpendiculairement au plan de déformation

Dans le cas d'une ferme à treillis, la longueur de flambage d'une barre *dans le plan du treillis* est théoriquement égale à la longueur l entre les nœuds puisqu'on a admis que les nœuds représentaient des articulations. Pratiquement, il existe toujours un certain encastrement aux nœuds, variant suivant la conception des assemblages. On peut donc, dans de nombreux cas, admettre des longueurs de flambage l_K inférieures à la longueur théorique l de la barre (TGC vol. 10, fig. 5.31 et tab. 5.32, ou norme SIA 161, tab. 11).

Si l'on veut tenir compte d'un effet d'encastrement dans le plan du treillis, deux conditions doivent être satisfaites :

- l'assemblage de la barre au nœud est capable de reprendre la moitié du moment ultime de la barre, indépendamment de l'effort normal ;
- les barres adjacentes ne sont pas sollicitées simultanément par les efforts de compression maximaux.

La première condition revient à garantir un certain niveau de retenue élastique. La seconde assure que cette retenue est effectivement mobilisable et ne risque pas d'être neutralisée par une réponse structurale particulière de l'ensemble des barres convergeant en un même nœud. Si ces conditions sont remplies, on peut admettre des longueurs de flambage l_K réduites.

Pour la vérification au flambage, on ne tient pas compte de la rigidité torsionnelle des membrures si celles-ci sont à section ouverte ; on admet que les barres sont articulées et la longueur de flambage l_K est égale à la longueur théorique l . Un certain encastrement pourrait être admis dans le cas de profils creux en raison de leur grande rigidité torsionnelle.

Effet d'une faible charge transversale

Nous avons vu, dans les hypothèses à la base du calcul des treillis, que le poids propre des barres est négligé et que les forces agissent aux nœuds. En fait il n'est pas rare que certaines barres soient sollicitées par des forces transversales de faible intensité (par exemple leur poids propre ou la pression du vent). Ces forces provoquent des moments de flexion dont l'influence sur la résistance ultime (surtout la résistance au flambage des barres comprimées) n'est pas toujours négligeable. Selon l'importance des forces et l'élancement des barres, on distingue deux cas :

- La charge transversale *peut être négligée* (selon la norme SIA 161) lorsque l'excentricité qui en résulte sous charges de service (admise égale à la flèche d'une poutre simple de portée $l = l_K$ et chargée des seules forces transversales) ne dépasse pas la valeur limite $l_K / 3500$. Cette règle empirique est basée sur des essais et simulations effectués dans le cadre de l'élaboration des courbes de flambage de la Convention européenne de la construction métallique [12.4].
- L'effet de la charge transversale *ne peut être négligé* lorsque l'excentricité qui en résulte dépasse cette valeur limite ; on doit alors tenir compte de l'interaction des sollicitations N (effort normal) et M (moment de flexion) et vérifier la sécurité structurale d'une barre comprimée et fléchie (TGC vol. 10, chap. 6).

Résistance au déversement

Une ferme à treillis peut, à l'instar d'une poutre à profil en double té, être soumise à un phénomène de déversement. En tant qu'élément d'une halle, elle peut être sollicitée en flexion «positive» sous l'action des charges permanentes et de neige ou en flexion «négative» lorsque l'effet de soulèvement dû à la dépression du vent est important par rapport aux charges permanentes.

Normalement, la ferme à treillis reçoit les charges par l'intermédiaire des pannes. Si ces dernières sont correctement fixées à la ferme et si, en outre, elles constituent une stabilisation de la membrure de la ferme à laquelle elles sont fixées grâce à leur liaison adéquate avec le contreventement de toiture, le déversement peut être exclu.

On doit se préoccuper du déversement de la ferme en trois circonstances (fig. 12.12):

- lorsqu'au montage, sous son seul poids propre (et éventuellement quelques charges additionnelles de construction), la ferme n'est pas encore dotée de ses éléments de stabilisation définitifs;
- lorsque la membrure supérieure est comprimée mais pas suffisamment stabilisée par les pannes;
- lorsque, sous l'action d'un soulèvement, la membrure inférieure est comprimée.

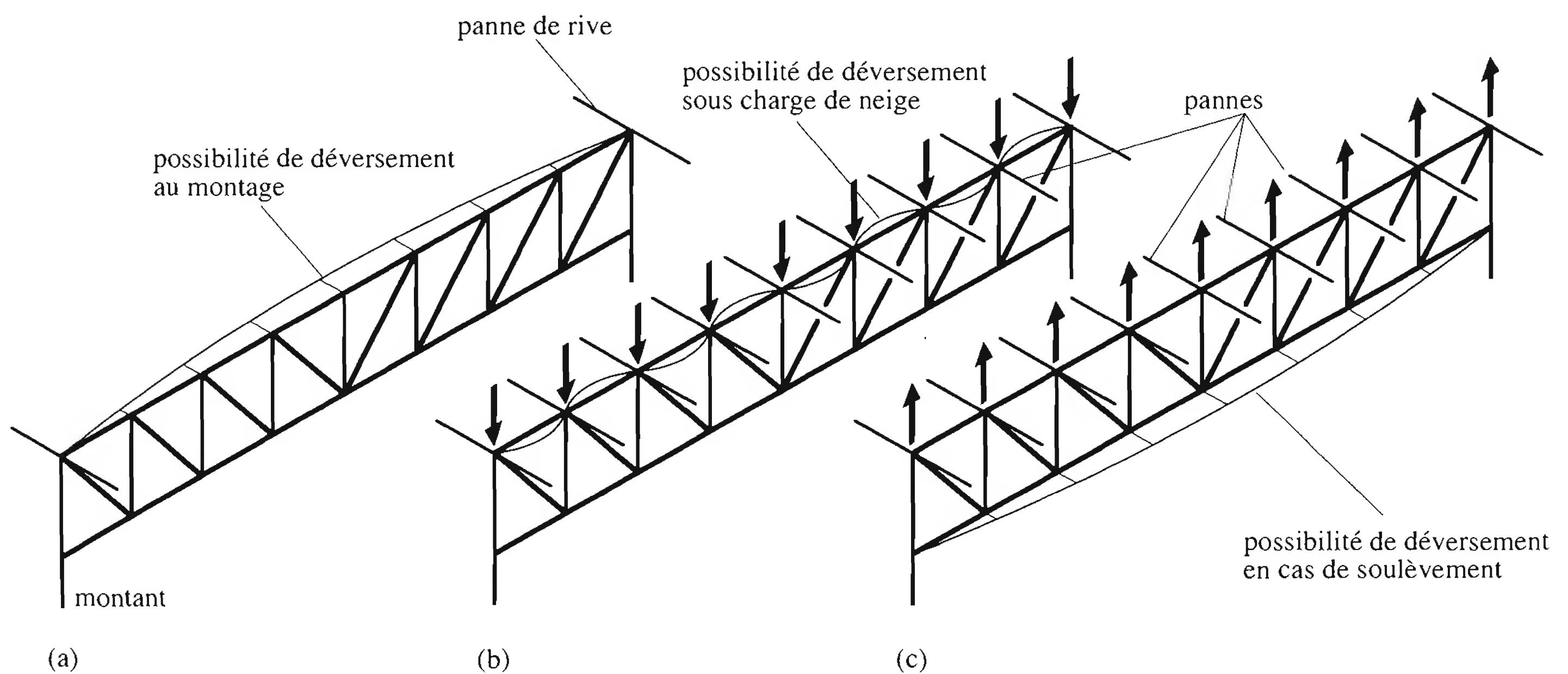


Fig. 12.12 Possibilités de déversement d'une ferme à treillis.

Le déversement d'une poutre à treillis dans son ensemble ne diffère pas fondamentalement de celui d'une poutre à profil en double té et les règles générales gouvernant le phénomène physique s'appliquent par analogie. La topologie de la ferme à treillis et son environnement nécessitent toutefois certaines précisions.

En ce qui concerne la *rigidité torsionnelle* de la poutre, on ne considère, pour les membrures à section massive ou à section tubulaire fermée, que la rigidité en torsion uniforme (de Saint-Venant). Pour les membrures à section ouverte, la rigidité en torsion non uniforme (gauchissement) est importante, mais dans la plupart des cas, il est possible, par simplification, de la négliger et de ne considérer que leur rigidité GK en torsion uniforme. La rigidité en torsion uniforme de l'ensemble de la poutre est alors donnée par la rigidité propre des membrures supérieure et inférieure ainsi que par les barres du treillis

(montants et diagonales), dont le comportement s'apparente à celui d'une âme pleine équivalente. Dès lors, la constante de torsion est donnée par:

$$K = K_{sup} + K_{inf} + K_{w,eq} \quad (12.19)$$

K_{sup}, K_{inf} : constantes de torsion des membrures supérieure et inférieure, respectivement

$K_{w,eq}$: constante de torsion de l'âme équivalente, dépendant de la géométrie du treillis (fig. 12.13) et des caractéristiques des barres

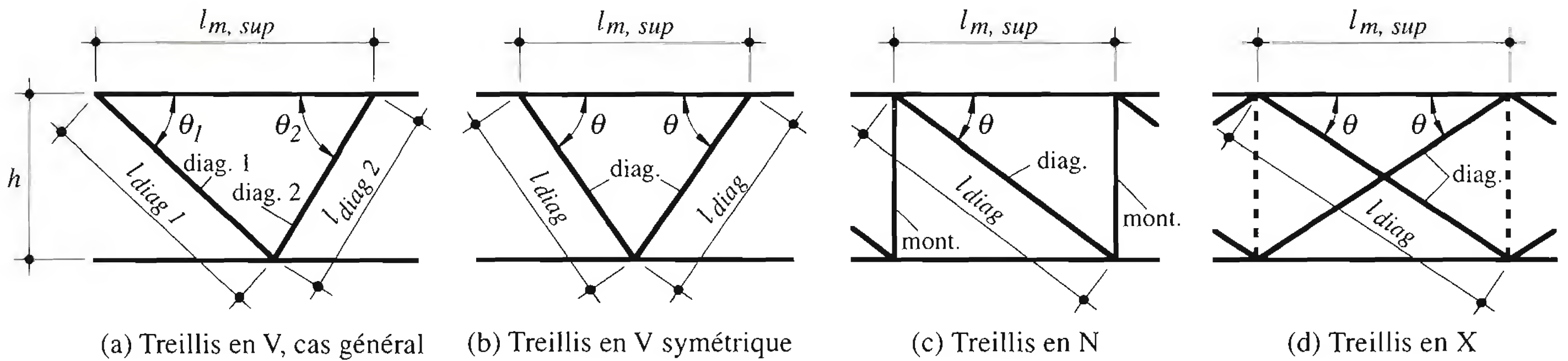


Fig. 12.13 Définitions pour le calcul de la constante de torsion des treillis.

Pour les poutres à treillis à membrures parallèles, la constante de torsion équivalente $K_{w,eq}$ est donnée par les expressions suivantes [12.5]:

- Treillis en V, cas général

$$K_{w,eq} = 2.6 \kappa_{w,eq} \frac{\cotg \theta_1 + \cotg \theta_2}{\frac{1}{I_{diag1} \sin^3 \theta_1} + \frac{1}{I_{diag2} \sin^3 \theta_2}} \quad (12.20a)$$

- Treillis en V symétrique

$$K_{w,eq} = 2.6 \kappa_{w,eq} I_{diag} \sin^2 \theta \cos \theta \quad (12.20b)$$

- Treillis en N

$$K_{w,eq} = 2.6 \kappa_{w,eq} \frac{I_{diag} \cotg \theta}{\frac{I_{diag}}{I_{mont}} + \frac{1}{\sin^3 \theta}} \quad (12.20c)$$

- Treillis en X

$$K_{w,eq} = 5.2 (3 + \kappa_{w,eq}) I_{diag} \sin^2 \theta \cos \theta \quad (12.20d)$$

avec, outre les symboles définis à la figure 12.13:

I_{diag}, I_{mont} : moment d'inertie flexionnelle, hors du plan de la poutre, de la section de la diagonale et du montant, respectivement

$\kappa_{w,eq}$: coefficient prenant en compte les conditions d'encastrement des barres de treillis dans les membrures:

$\kappa_{w,eq} = 1.0$ barres de treillis soudées sur les ailes ou semelles des membrures

$\kappa_{w,eq} = 0.8$ barres de treillis soudées ou boulonnées sur l'âme des membrures

$\kappa_{w,eq} = 0.6$ barres de treillis liées rigidement à des goussets solidaires de l'âme des membrures

$\kappa_{w,eq} = 0$ barres de treillis articulées sur les membrures

Les relations (12.20) négligent la rigidité en torsion des barres de treillis parce que leur influence est faible par rapport à leur rigidité flexionnelle. Ceci est évident pour des barres de treillis à section ouverte. On peut étendre cette hypothèse simplificatrice aux barres de treillis à section fermée.

Le *premier cas de déversement* (ferme en montage non dotée d'éléments de stabilisation définitifs, fig. 12.12(a)) peut dès lors être traité par les formules développées dans le TGC volume 10, chapitre 11, moyennant l'utilisation des relations (12.20). Ces formules se basent sur l'hypothèse de la conservation des sections droites, ce qui est parfaitement licite tant qu'il s'agit de membrures présentant une faible rigidité en torsion uniforme. Mais lorsque les membrures sont très rigides en torsion uniforme, les sections droites se distordent fortement par flexion des barres de treillis et la théorie simple du déversement donne alors des charges critiques trop élevées. Pour des poutres à treillis constituées de sections tubulaires, il y a donc lieu de se référer à la littérature spécialisée [12.6].

Dans le *deuxième cas de déversement* (membrane supérieure comprimée partiellement stabilisée, fig. 12.12(b)), les pannes jouent un rôle stabilisateur qu'il faut évaluer. La membrane supérieure est tenue par un ressort latéral de translation de rigidité k_y et par un ressort de rotation de rigidité k_ϕ traduisant l'effet des pannes (fig. 12.14).

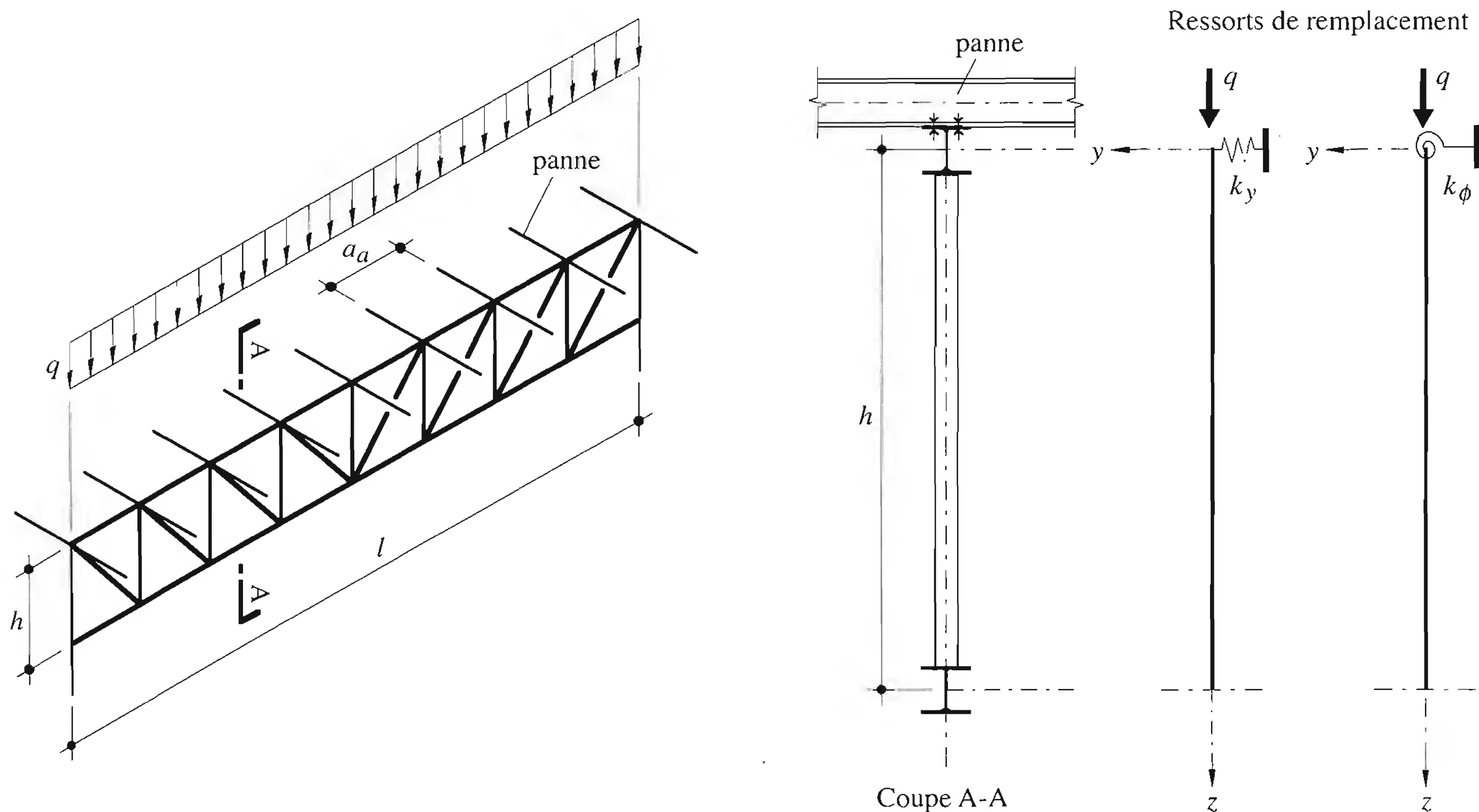


Fig. 12.14 Membrane supérieure comprimée retenue par les pannes, remplacées par des ressorts latéraux et torsionnels.

Des calculs comparatifs montrent que le support latéral procuré par les pannes l'emporte très rapidement sur l'effet de la rigidité EI_z de la membrane supérieure. La rigidité rotationnelle k_ϕ est à mettre en relation avec la rigidité flexionnelle EI_{panne} des pannes, le système statique et l'entraxe a_a des pannes ainsi que l'entraxe a des fermes :

- pour les travées intermédiaires de panne:

$$k_{\phi} = 4 \frac{E I_{panne}}{a_a a} \quad (12.21)$$

- pour les travées de rive de panne:

$$k_{\phi} = 2 \frac{E I_{panne}}{a_a a} \quad (12.22)$$

On admet dans cette vérification que les rigidités des ressorts sont réparties uniformément sur la longueur de la membrure alors que les pannes ont un caractère discret. Par conséquent, il faut également contrôler les tronçons de ferme compris entre pannes; on vérifiera en particulier le flambage entre les nœuds de la membrure comprimée dans le plan et hors du plan de la poutre à treillis.

Dans le *troisième cas de déversement* (fig. 12.12(c)), la membrure inférieure, comprimée sous l'action d'un soulèvement, n'est pas tenue latéralement, alors que la membrure supérieure, tendue (membrure entraînée), l'est. La membrure inférieure se comporte donc comme la semelle comprimée d'une section en U. On considère qu'elle est posée sur deux appuis simples et sur une fondation élastique du module d'appui k/a_a entre les appuis (fig. 12.15). Si la rigidité flexionnelle de cette membrure est $EI_{z,inf}$, la valeur de l'effort normal critique vaut:

$$N_{cr} = 2 \sqrt{\frac{k}{a_a} E I_{z,inf}} \quad (12.23)$$

ce qui correspond à une longueur de flambage:

$$l_K = 4 \sqrt{\frac{\pi^4 E I_{z,inf} a_a}{4 k}} \quad (12.24)$$

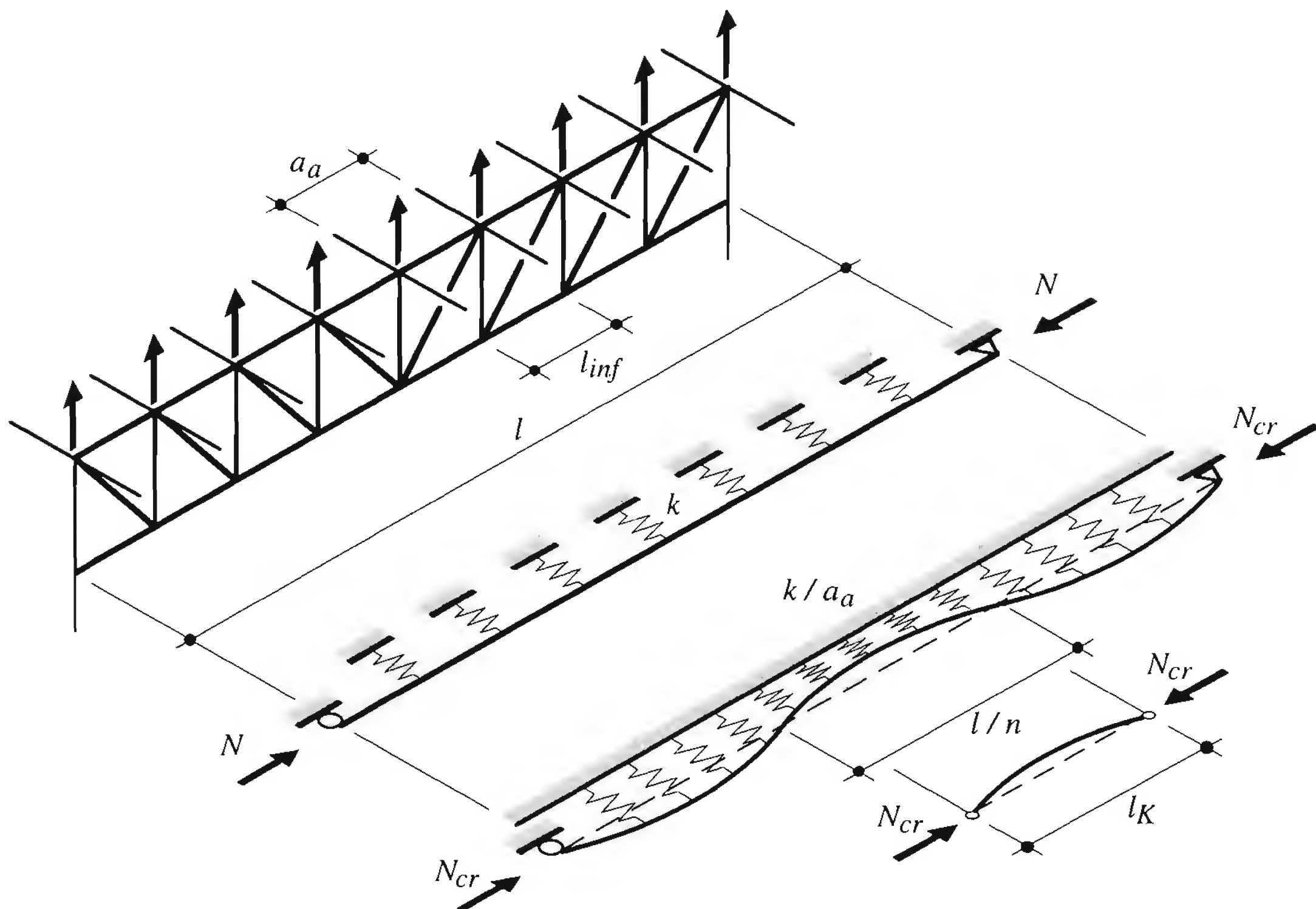


Fig. 12.15 Membrure inférieure comprimée.

La longueur de flambage est ainsi surévaluée d'environ 10% car elle repose sur l'hypothèse que la membrure est soumise à un effort de compression constant alors qu'en réalité la répartition de cet effort est proche de la parabole. La rigidité k d'un ressort latéral ponctuel situé au nœud du treillis est l'inverse du déplacement latéral dû à une force horizontale unité appliquée à chaque nœud de la membrure inférieure, perpendiculairement au plan du treillis. Il convient en outre de rester attentif aux aspects suivants :

- Il ne faut pas confondre la longueur de la demi-onde l/n de la déformée de flambage de la membrure en milieu élastique et la longueur de flambage l_K , définie comme étant la longueur qu'il faudrait donner à la membrure entraînant pour que, libre de tout support intermédiaire et articulée à ses extrémités, elle ait la même charge critique que la membrure posée sur une fondation élastique (fig. 12.15).
- Il n'y a d'effet de rappel élastique que si les barres du treillis (montants et diagonales) sont retenues à leurs liaisons avec la membrure tendue, soit par la rigidité torsionnelle propre de la membrure, soit par la rigidité flexionnelle des pannes.
- Au besoin, on peut stabiliser la membrure inférieure comprimée à l'aide de bracons réunissant certains nœuds de cette membrure aux pannes correspondantes; la triangulation ainsi formée peut alors procurer à la membrure inférieure un certain nombre de nœuds tenus latéralement.
- Si l'entraxe l_{inf} des nœuds de la membrure n'est pas égal à l'entraxe a_a des pannes, la valeur a_a à adopter dans les calculs doit être approchée.

Ici encore la vérification du déversement de la poutre à treillis, effectuée avec la longueur de flambage obtenue ci-dessus, ne tient pas compte du caractère discret des appuis élastiques. Le flambage de la membrure inférieure entre les nœuds doit encore être vérifié dans le plan et hors du plan du treillis.

12.3.4 Aptitude au service

Déformations

Le calcul de la flèche d'une poutre à treillis s'effectue à l'aide du *théorème de la force unité* (TGC vol. 2, sect. 12.6): «Le déplacement d'un point d'une structure, dans une direction donnée, s'obtient en calculant, sous l'effet d'une force virtuelle unité associée, le travail virtuel complémentaire interne de la structure, moins celui externe des réactions d'appui». Cette flèche vaut donc :

$$w = \sum_{i=1}^m N_{1i} \frac{N_i}{E A_i} l_i \quad (12.25)$$

- | | | |
|---------------|---|--|
| m | : | nombre total de barres de la ferme à treillis |
| $E A_i / l_i$ | : | rigidité axiale de la barre i , d'aire A_i et de longueur l_i |
| N_i | : | effort normal dans la barre i sous l'action des forces extérieures |
| N_{1i} | : | effort normal dans la barre i sous l'action de la force unité |

Ce calcul exige donc la détermination des efforts dans les barres pour deux cas de charge (forces extérieures et force unité). Lorsque la poutre à treillis est isostatique, ce calcul peut être facilement effectué manuellement. Si la poutre à treillis est hyperstatique intérieurement, il faut lever l'hyperstaticité pour le cas de charge de la force unité, celle relative au cas de charge des forces extérieures ayant

déjà dû l'être pour obtenir les efforts servant au dimensionnement des barres. Des programmes d'ordinateur de calcul statique permettent de calculer la flèche rapidement sans passer par ces opérations.

Lorsqu'il n'est pas nécessaire de déterminer la flèche avec une grande précision, la poutre à treillis peut être considérée comme une poutre équivalente en double té. La flèche est alors obtenue en additionnant la flèche due au moment de flexion et la flèche due à l'effort tranchant :

$$w = w_M + w_V \quad (12.26)$$

La première contribution, w_M , est déterminée à l'aide de la théorie classique des poutres fléchies. Par exemple, pour une poutre simple sollicitée par une charge uniformément répartie q , la flèche vaut :

$$w_M = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E I_{eq}} \quad (12.27)$$

Le moment d'inertie $E I_{eq}$ de cette poutre équivalente est assuré par les seules membrures dont on néglige l'inertie propre :

$$I_{eq} = A_{inf} h_{inf}^2 + A_{sup} h_{sup}^2 \quad (12.28)$$

A_{inf}, A_{sup} : aire de la section transversale de la membrure inférieure et supérieure, respectivement
 h_{inf}, h_{sup} : distance du centre de gravité de la membrure inférieure et supérieure, respectivement, à l'axe neutre de la poutre

Quant à la deuxième, w_V , elle n'est pas négligeable et doit être prise en compte soit de manière forfaitaire (en pour-cent de w_M), soit en la calculant (§ 14.3.5). Pour les fermes à treillis courantes, de hauteur constante, à une seule travée et à appuis simples, on peut adopter, pour la contribution due à l'effort tranchant, une majoration forfaitaire de 1/3 de la flèche due au moment de flexion.

L'hypothèse de nœuds parfaitement articulés a pour effet de surestimer légèrement la flèche comparativement à celle d'une poutre à treillis à nœuds rigides. Toutefois, pour les poutres à treillis à assemblages boulonnés, cette hypothèse de nœuds articulés est justifiée, car des glissements dans les assemblages dus au jeu entre la tige des boulons et le trou sont possibles.

Comme pour les autres poutres (profilés, poutres à âme pleine), on donne souvent aux fermes à treillis une contreflèche. Pratiquement, une telle contreflèche est réalisée en modifiant la longueur théorique des barres (fig. 12.16).

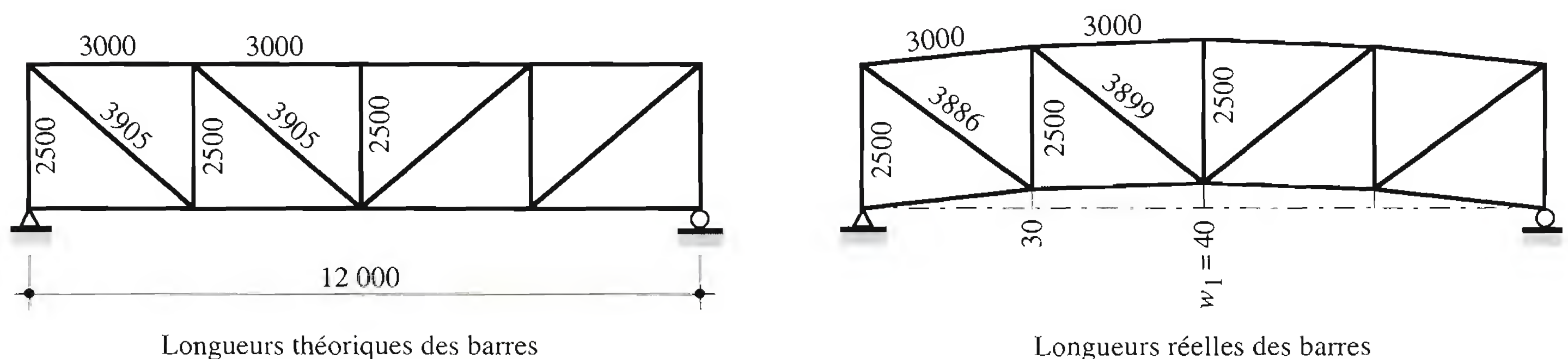


Fig. 12.16 Contreflèche d'une poutre à treillis.

Vibrations

Pour éviter la mise en vibration indésirable de barres élancées sous l'action des charges variables, et en particulier sous l'action du vent, on limite d'habitude l'élancement $\lambda_K = l_K / i$ des barres (comprimées ou tendues) à une valeur maximale de l'ordre de 250, sous réserve de limitation plus sévère pour les barres comprimées (§ 12.3.2).

12.3.5 Vérification des nœuds

Une liaison directe (sans gousset) des barres à leur intersection (au nœud) est généralement possible en cas d'assemblages soudés, comme le montre l'exemple de l'attache de deux diagonales en fer cornière sur l'âme d'un demi-profilé en té constituant la membrure (fig. 12.7(a)) ou l'attache tube sur tube (fig. 12.7(b)). Pour certains types d'assemblages boulonnés, une liaison directe peut être envisagée, mais en général il est souvent nécessaire de prévoir des goussets qui assurent la transmission des forces entre les différentes barres (fig. 12.7(c)). Une utilisation rationnelle des goussets implique:

- des dimensions minimales, afin de réduire les efforts «secondaires» dus à l'encastrement des barres,
- des angles entre les barres pas trop aigus, afin d'éviter des goussets trop longs,
- une forme simple et esthétique.

Le gousset doit posséder les dimensions requises pour que les forces puissent être transmises d'une barre à l'autre. Comme la forme du gousset est en général donnée par la disposition des barres, il faut déterminer son épaisseur t .

Introduction d'une force dans un gousset

Il est difficile de représenter analytiquement l'état de contraintes à l'intérieur d'un gousset. Pour le calcul, on utilise un modèle basé sur une force concentrée agissant dans le plan d'une paroi (fig. 12.17(a)). Pour simplifier, on admet que la force est introduite linéairement dans le gousset suivant un angle de 30° . On obtient ainsi une largeur efficace (fig. 12.17(b))

$$b_{ef} = 2 y \operatorname{tg} 30^\circ + p \quad (12.29)$$

sur laquelle la répartition des contraintes est supposée uniforme.

Pour un *assemblage boulonné*, avec l'hypothèse que chaque boulon transmet la même force, la section déterminante se situe dans la dernière rangée de boulons. La vérification de la sécurité structurale du gousset doit alors satisfaire les deux conditions suivantes (TGC vol. 10, § 8.5.2):

$$\text{Section brute:} \quad F_d \leq \frac{F_R}{\gamma_R} = \frac{f_y A}{\gamma_R} \quad (12.30a)$$

$$\text{Section nette:} \quad F_d \leq \frac{F_{Rn}}{\gamma_R} = \frac{0.8 f_u A_n}{\gamma_R} \quad (12.30b)$$

A : section brute du gousset ($A = b_{ef} t$)

A_n : section nette du gousset ($A_n = (b_{ef} - n d_0) t$)

- n : nombre de boulons dans la section considérée
 d_0 : diamètre du trou
 t : épaisseur du gousset

Pour un *assemblage soudé*, la section déterminante se situe à l'extrémité des soudures. La vérification de la sécurité structurale du gousset doit également satisfaire la condition (12.30a).

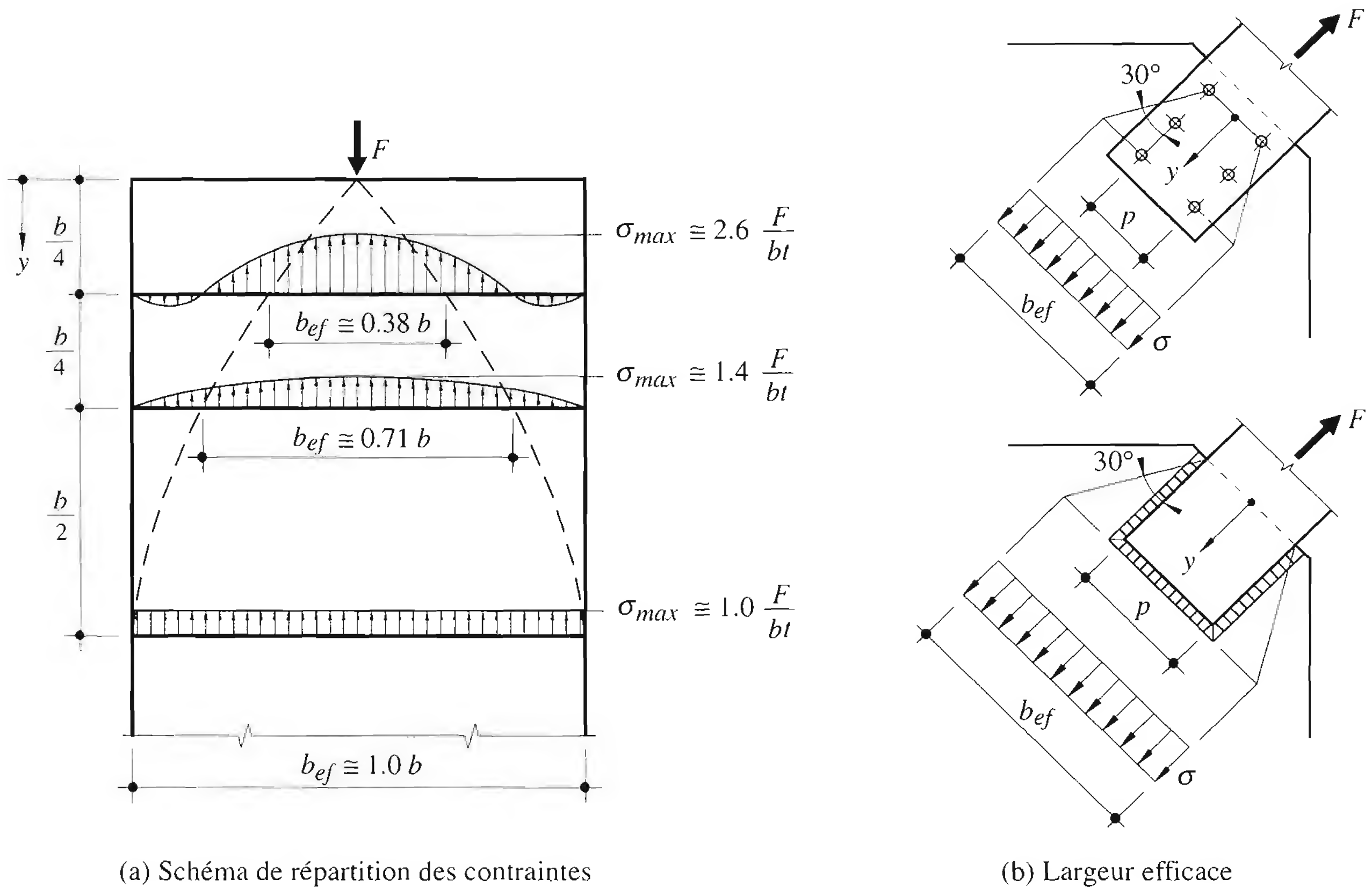


Fig. 12.17 Introduction d'une force concentrée dans un gousset.

Interaction des efforts dans un gousset

L'introduction de plusieurs forces dans un seul gousset conduit à une interaction d'efforts dans des sections situées à une certaine distance de l'intersection des axes. Le dimensionnement est basé sur l'hypothèse que, malgré la complexité de l'état de contraintes dans un gousset, les principes de calcul de la statique des barres sont applicables. On admet que les efforts de réduction agissent au centre de gravité des pièces assemblées ou des goussets. On peut distinguer deux cas, suivant que le gousset fait partie ou non de la membrure.

- Gousset faisant partie intégrante de la membrure** (fig. 12.18): La section A-A (par exemple) est soumise à une force R_d représentant la résultante des efforts agissant d'un côté de la section. Cette résultante est décomposée en un effort normal N_d , un effort tranchant V_d et un moment d'excentricité $M_d = N_d e$, où e est la distance entre l'axe de gravité de la membrure inférieure et l'axe de gravité de la section A-A. On peut soit admettre une répartition élastique des contraintes (avec superposition des contraintes dues à N_d , V_d et M_d), soit utiliser un modèle de calcul plastique (TGC vol. 10, sect. 4.6).

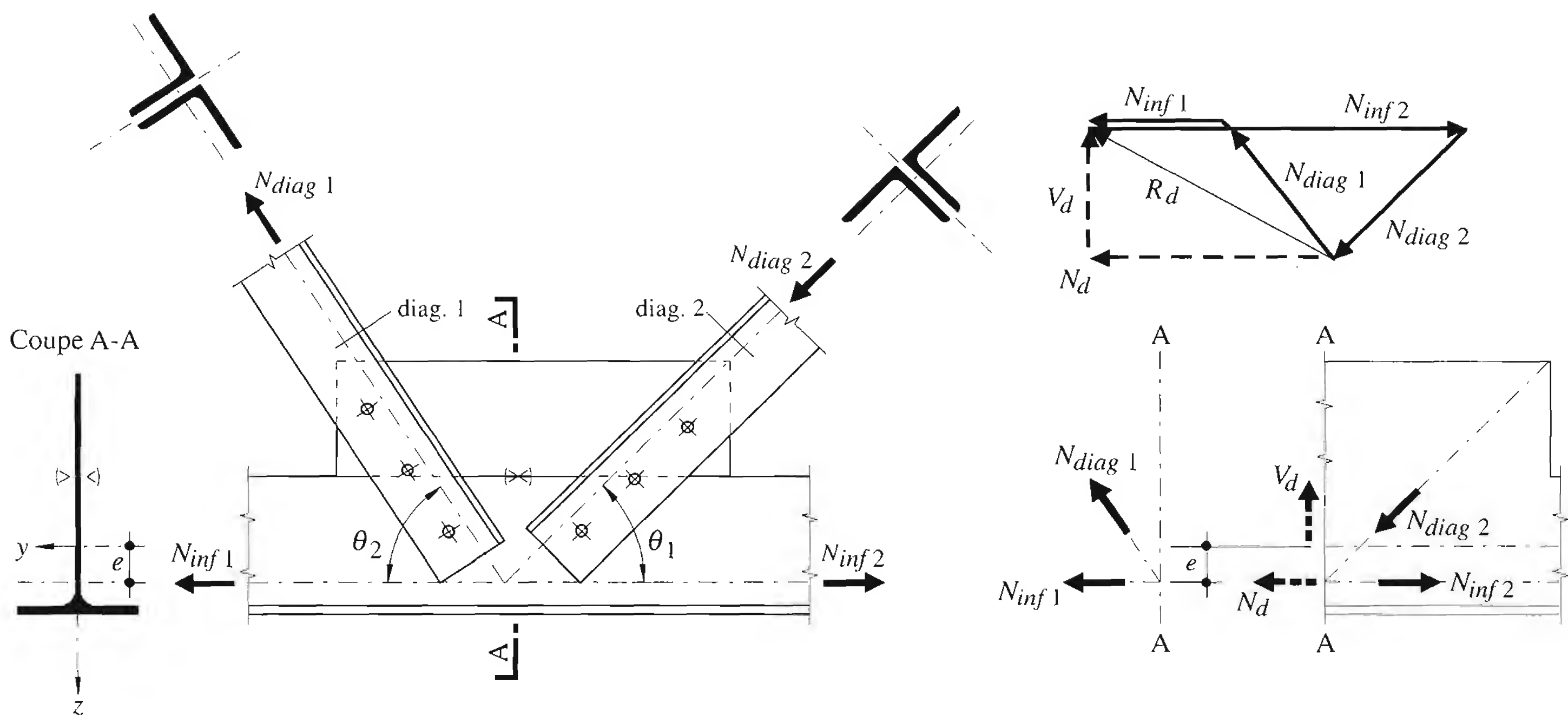


Fig. 12.18 Gousset faisant partie intégrante de l'âme de la membrure.

- *Gousset ne faisant pas partie intégrante de l'âme de la membrure* (fig. 12.19): Dans ce cas, la section A-A est égale à la section du gousset. La force agissant sur cette section est à nouveau la résultante des forces situées d'un côté de la section, mais la force transmise au nœud dans le gousset par la membrure n'est que la différence des efforts à gauche et à droite du nœud. On évi-

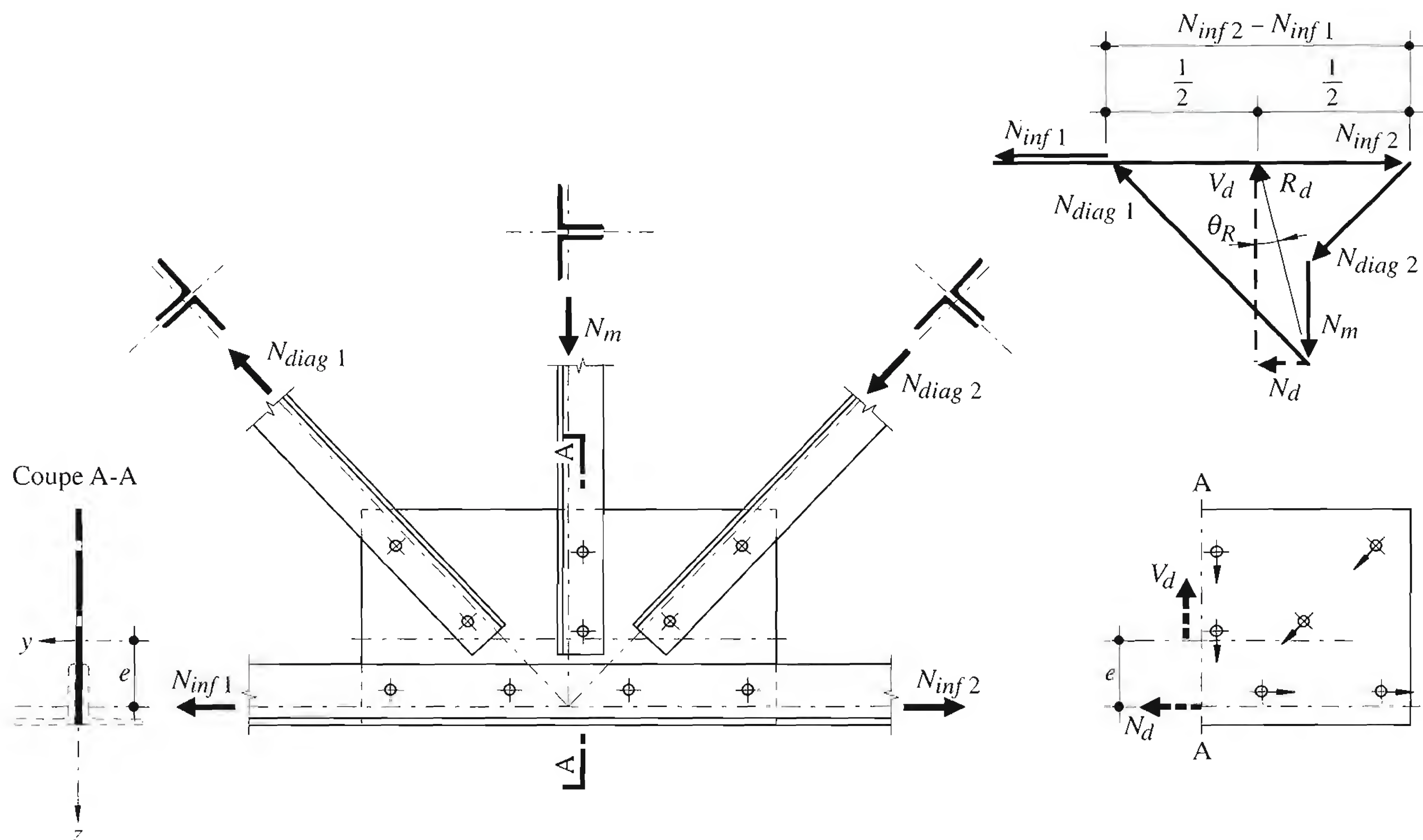


Fig. 12.19 Gousset ne faisant pas partie intégrante de la membrure.

tera de procéder à un changement de section par interruption de la membrure au droit d'un gousset, auquel cas il serait sollicité par la totalité des forces agissant dans les membrures. La résultante R_d vaut dans ce cas :

$$\vec{R}_d = \frac{1}{2}(\vec{N}_{inf2} - \vec{N}_{inf1}) + \vec{N}_{diag1} \quad (12.31)$$

La vérification de la section A-A s'effectue avec les efforts intérieurs suivants :

$$\left. \begin{aligned} N_d &= R_d \sin \theta_R \\ V_d &= R_d \cos \theta_R \\ M_d &= N_d e \end{aligned} \right\} \quad (12.32)$$

Treillis formés de profils tubulaires

De par leur forme, les profils creux circulaires ou rectangulaires se prêtent aisément au soudage tube sur tube pour la réalisation des assemblages directs sans goussets. Le comportement de ces nœuds dépend des paramètres géométriques et du type de sollicitations. La connaissance de ce comportement est nécessaire pour établir des formules de calcul simples et choisir des détails de construction économiques.

Les types d'assemblage les plus courants, dont les formules de résistance ultime sont données dans les guides CIDECT [12.2] [12.3], sont les assemblages en T, Y, X, KT, N et K (fig. 12.20). Dans le cas de ces deux derniers types, on différencie entre les assemblages avec et sans *espacement g*. De plus, dans la majorité de ces types de treillis, on trouve une diagonale tendue et une diagonale comprimée soudées sur la membrure.

Des études analytiques et numériques ont permis la mise au point de modèles du comportement des nœuds de profils tubulaires. Toutefois, la complexité du problème a nécessité de très nombreux essais d'assemblages isolés afin de quantifier l'influence des différents paramètres. Ainsi, des formules de calcul existent pour pratiquement tous les cas d'assemblages soudés plans, pour un certain nombre d'assemblages spatiaux ainsi que pour des assemblages boulonnés [12.2] [12.3]. Pour les assemblages de tubes carrés ou rectangulaires sollicités par des forces statiques prédominantes, sept modes de ruine ont été identifiés (fig. 12.21) :

1. Flexion de la face de la membrure
2. Arrachement de la face de la membrure
3. Traction de la diagonale tendue
4. Voilement local de la diagonale comprimée
5. Cisaillement de la membrure
6. Voilement local des faces latérales de la membrure
7. Voilement local de la face de la membrure.

Pour les tubes circulaires, les modes de ruine peuvent être identifiés par analogie. La ruine par plastification y est plus fréquente que la ruine par voilement local. Rappelons que ces types de nœuds sont très sensibles aux sollicitations de fatigue (TGC volumes 10 et 12).

Pour satisfaire les critères d'économie et d'efficacité de la construction de treillis en profils tubulaires, les guides CIDECT [12.2] [12.3] recommandent la procédure de dimensionnement suivante :

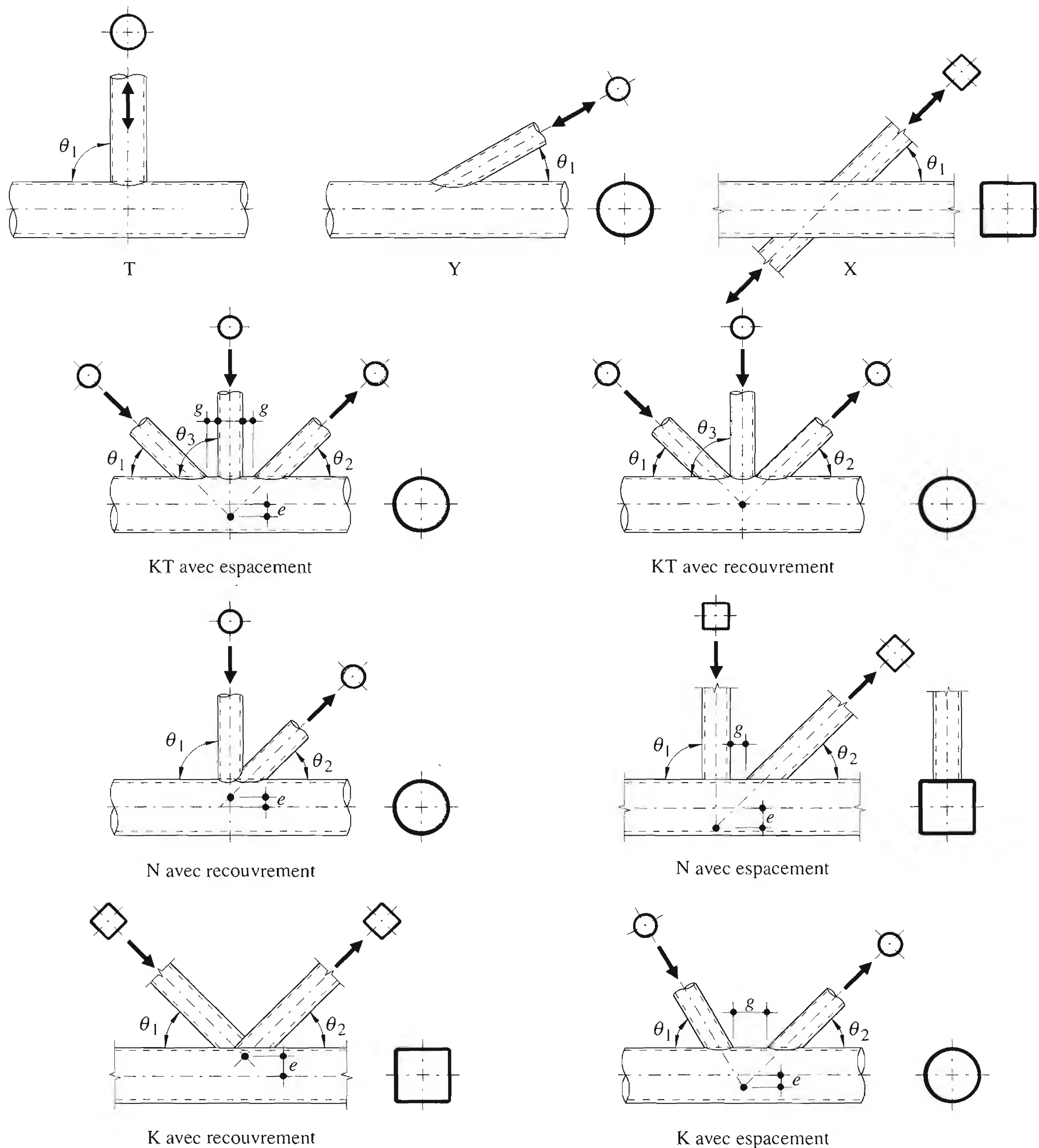


Fig. 12.20 Types d'assemblage de profils creux circulaires et rectangulaires.

- calculer les efforts dans les barres en admettant le treillis à nœuds articulés et à axes concourants;
- déterminer les dimensions des membrures, montants et diagonales, en se limitant à un minimum de sections différentes;
- dessiner les nœuds en essayant d'utiliser des assemblages avec espacement (facilité de soudage);

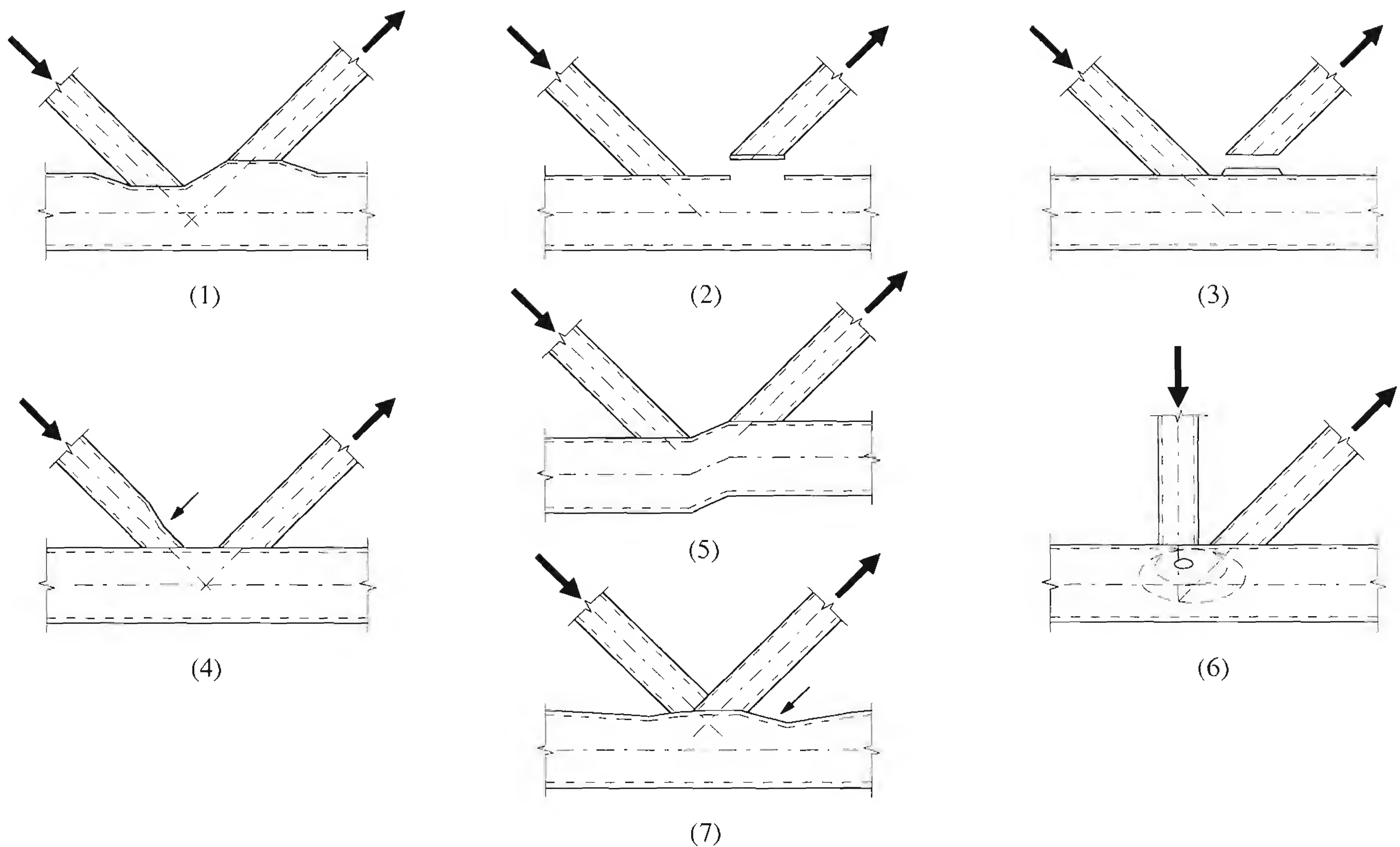


Fig. 12.21 Modes de ruine d'assemblages tubulaires en K et en N.

- vérifier que les limites d'excentricité sont respectées;
- calculer les résistances ultimes des assemblages;
- procéder aux vérifications de la sécurité structurale (barres et nœuds);
- si nécessaire, modifier les dimensions des barres et des assemblages (par exemple en créant des recouvrements);
- vérifier l'effet des moments dus aux excentricités aux nœuds (interaction $M-N$);
- vérifier la flèche de la structure, considérée comme un treillis articulé; en cas de recouvrement des barres dans le nœuds, calculer les flèches avec membrures continues et diagonales articulées avec excentricité;
- dimensionner les soudures.

Nœuds particuliers

Lorsque la ferme est constituée d'une poutre à treillis triangulaire à faible pente (fig. 12.22(a)) appuyée sur un montant, l'extrémité de la poutre, composée d'une seule membrure, doit présenter une résistance suffisante de façon à pouvoir supporter à la fois le moment de flexion $M_d = R_d x$ et l'effort tranchant $V_d = R_d$. Ceci peut exiger un renforcement local sous la forme d'un détail de construction approprié, par exemple un fer plat.

Si la ferme à treillis prend appui sur la face d'un montant de cadre, l'assemblage doit être dimensionné de manière à pouvoir transmettre les efforts qui le sollicitent. Dans le cas particulier de la figure 12.22(b), les boulons sont sollicités non seulement par l'effort tranchant V_d , mais également par le moment d'excentricité $M_d = V_d e_m = N_d e_{sup}$.

Dans certains cas, les membrures de la ferme à treillis forment des cassures au droit des nœuds (poutres à hauteur variable). Les efforts de déviation D qui en résultent doivent être correctement transmis dans le nœud, par exemple à l'aide d'une plaque transversale (fig. 12.22(c)) ou des raidisseurs.

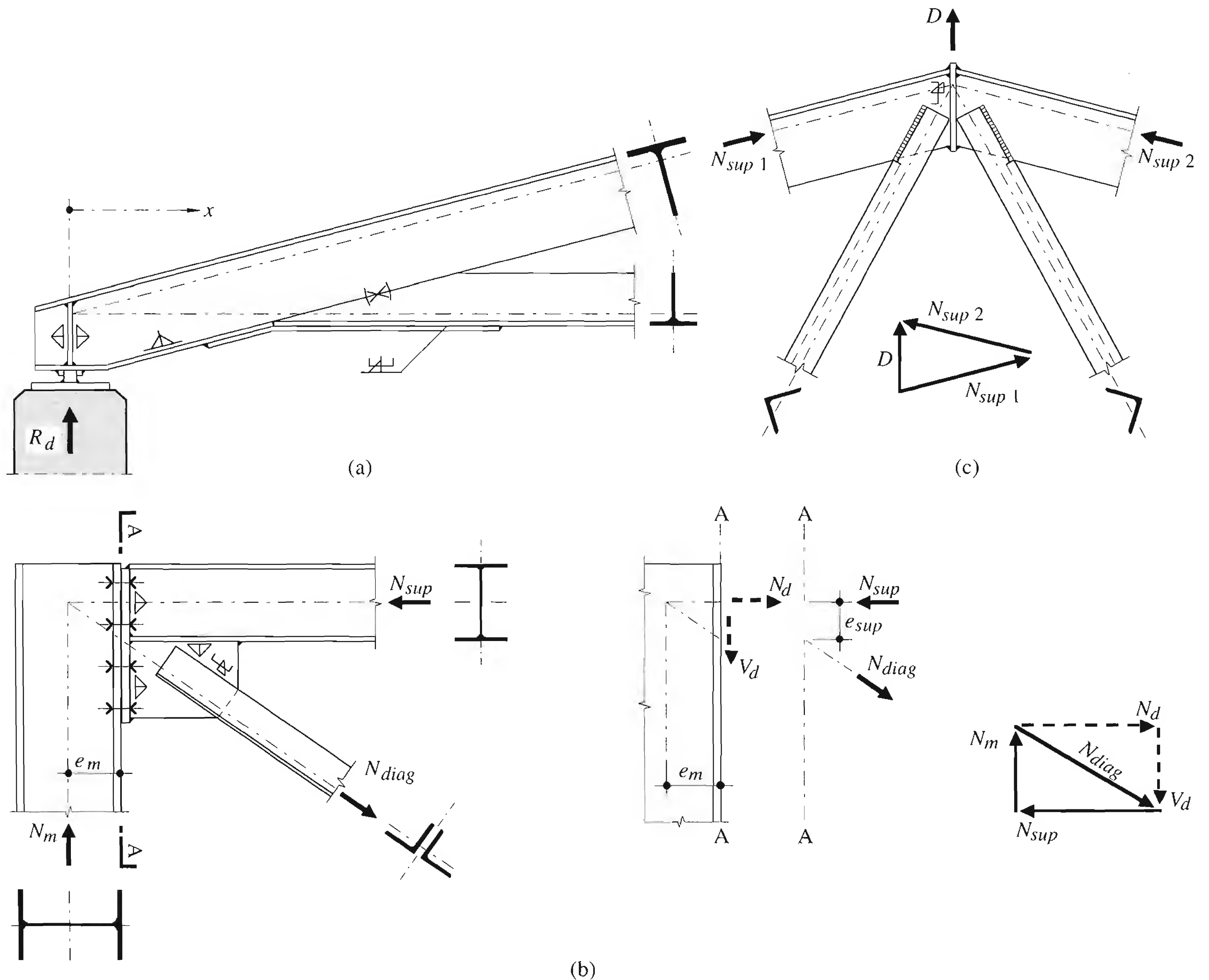


Fig. 12.22 Exemples de nœuds particuliers de ferme à treillis.

12.4 Montants de cadre de halle

Les montants de cadre de halle ont pour fonction le transfert aux fondations des efforts provenant des actions agissant sur le cadre. Ces efforts, introduits par la traverse, sont principalement un effort normal de compression et un moment de flexion. Un montant peut également subir les actions transversales dues au vent sur la façade ainsi que les réactions d'appui d'une poutre de roulement d'un pont roulant. Ces différents efforts sont représentés à la figure 12.23.

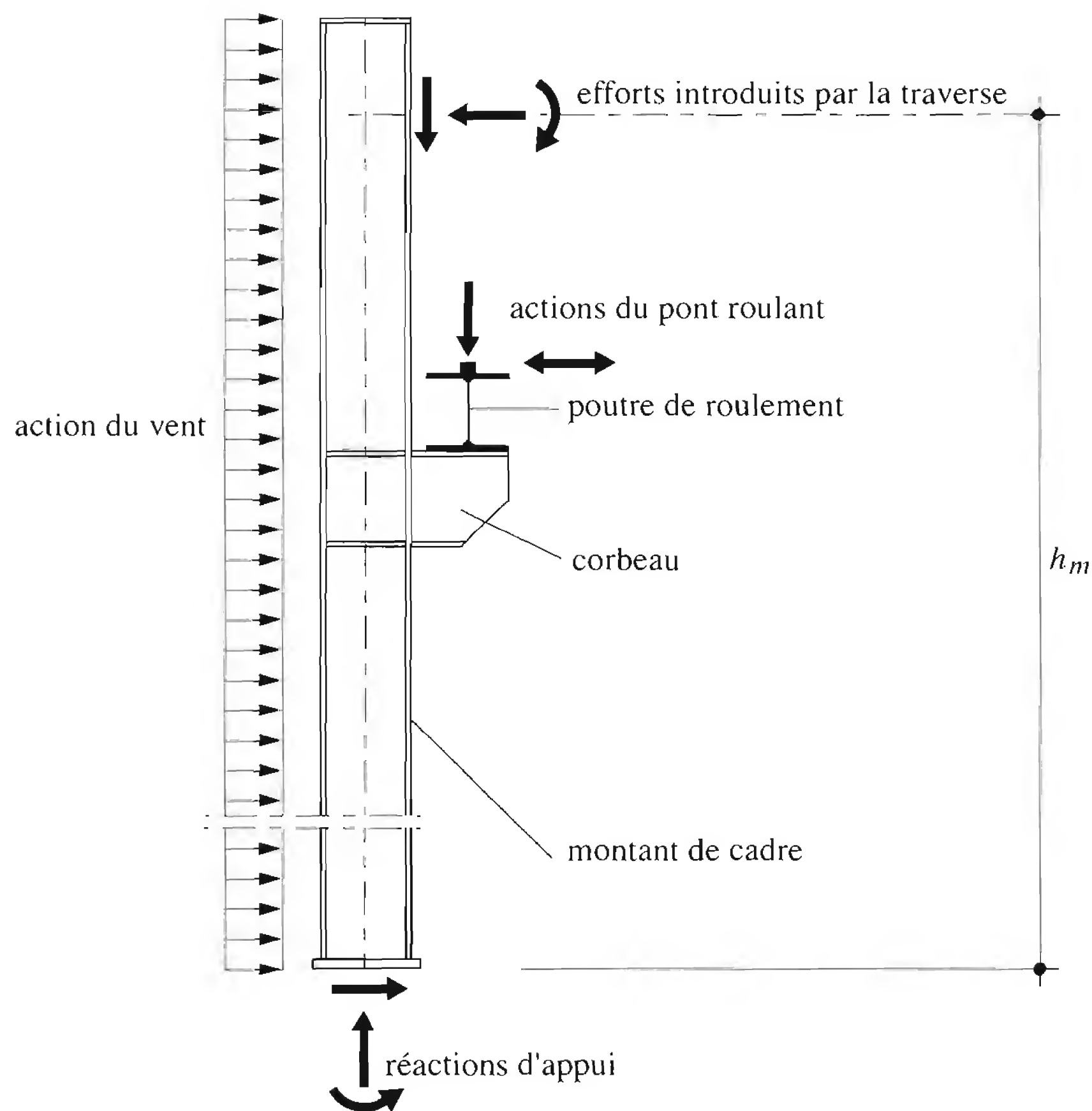


Fig. 12.23 Efforts agissant sur un montant de cadre.

12.4.1 Montants de section constante

Nous avons vu à la section 11.5 que le dimensionnement des cadres de halle comprend la détermination des efforts intérieurs et les vérifications. Nous savons que le cadre, quel que soit son système statique (à quatre articulations, isostatique, hyperstatique, tenu ou non tenu latéralement dans son plan) peut être considéré comme la juxtaposition d'éléments structuraux liés entre eux aux nœuds par des assemblages rigides ou articulés. Nous allons rappeler la vérification de la sécurité structurale des montants en profilé laminé et ne considérer ici que deux cas de sollicitation: l'effort normal de compression centré et l'interaction entre un effort normal et un moment de flexion. De plus amples détails et d'autres cas d'interaction sont donnés à la section 6.3 du TGC volume 10.

Montants comprimés

Ce cas se présente pour les montants de cadre articulés en tête et en pied, par exemple les montants de cadre à quatre articulations ou les montants intermédiaires de cadres multiples (fig. 12.24). Le prédimensionnement consiste à choisir une section correspondant à l'importance de l'effort, à son mode de flambage (selon les deux axes possibles) et aux assemblages prévus à ses extrémités. Un prédimensionnement peut être effectué à l'aide de valeurs empiriques de l'élancement λ_K , par exemple une valeur comprise entre 50 et 100.

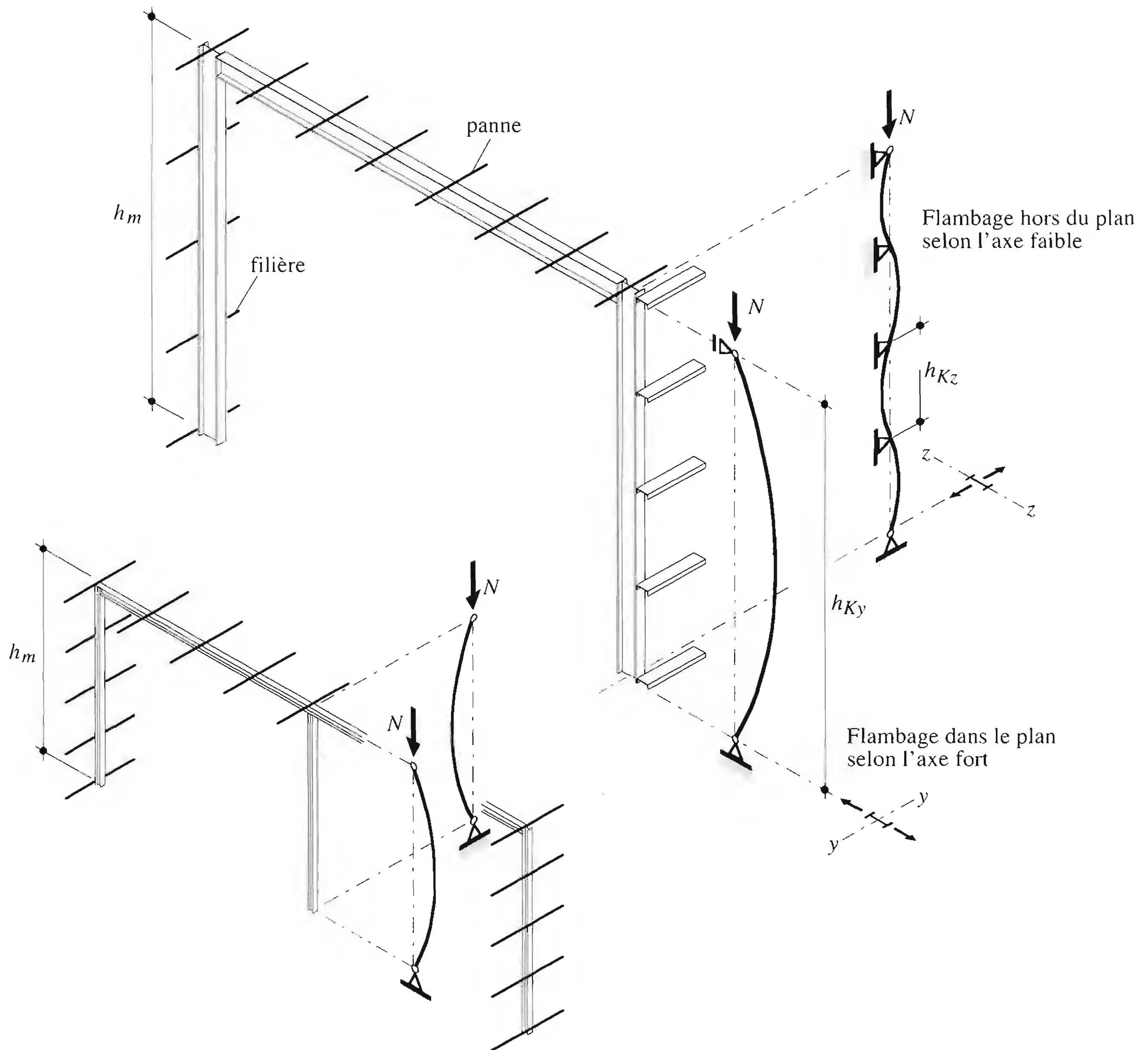


Fig. 12.24 Montants de cadre soumis à un effort de compression centré.

La résistance ultime au flambage du montant dépend du type de section choisi. En effet, les imperfections géométriques et matérielles du profil peuvent affecter plus ou moins sa résistance au flambage. La courbe de flambage à adopter dépend donc du type de section (fig. 12.25). La résistance ultime au flambage N_K selon l'axe considéré vaut :

$$N_K = \kappa f_y A = \kappa N_{pl} \quad (12.33)$$

- κ : coefficient de flambage
- f_y : limite d'élasticité de l'acier du montant
- A : aire de la section du montant
- N_{pl} : effort normal plastique

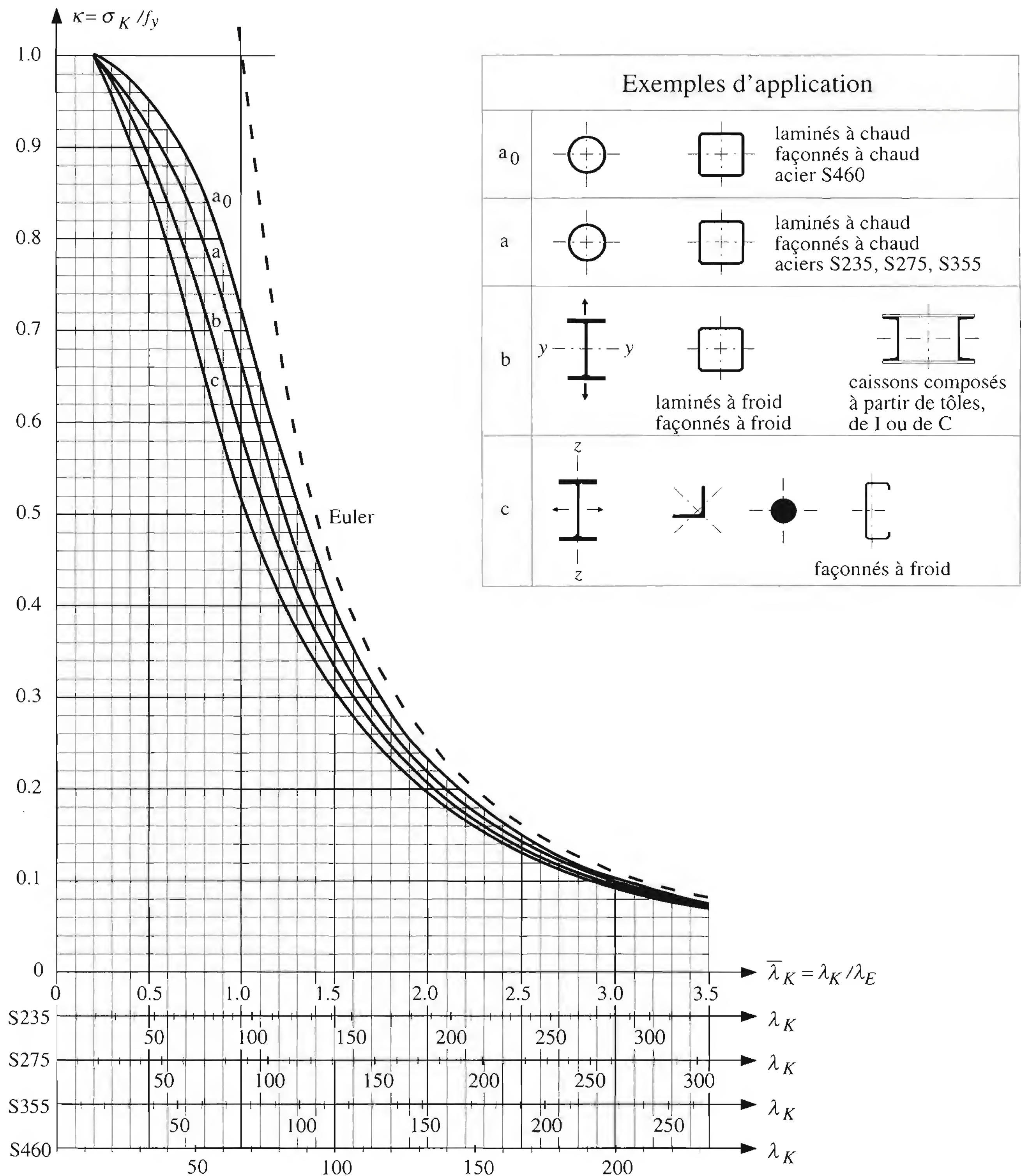


Fig. 12.25 Courbes de flambage.

Dans cette expression, κ dépend de l'élancement λ_K :

$$\lambda_K = \frac{h_K}{i} \quad (12.34)$$

h_K : longueur de flambage

i : rayon de giration selon l'axe de flambage

Le coefficient d'élanement $\bar{\lambda}_K$ est défini comme étant le rapport entre l'élanement λ_K et l'élanement λ_E correspondant à la limite d'élasticité:

$$\bar{\lambda}_K = \frac{\lambda_K}{\lambda_E} \quad (12.35)$$

avec

$$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (12.36)$$

La vérification doit être faite en considérant les deux directions de flambage du montant, les longueurs de flambage et les moments d'inertie (ou rayons de giration) étant différents pour le flambage selon l'axe de forte ou de faible inertie:

$$N_d \leq \frac{N_{Ky}}{\gamma_R}; N_d \leq \frac{N_{Kz}}{\gamma_R} \quad (12.37)$$

N_d : valeur de dimensionnement de l'effort normal de compression
 γ_R : facteur de résistance

Montants comprimés et fléchis

Le cas du profilé laminé soumis à une interaction entre un effort normal de compression et un moment de flexion agissant dans le plan du cadre, le flambage hors du plan et le déversement étant empêchés, est choisi ici comme exemple. Les autres cas sont traités en détail à la section 6.3 du TGC volume 10.

Les efforts intérieurs de premier ordre (sans imperfections équivalentes) sont introduits comme «charges extérieures» sur le montant considéré comme une barre biarticulée. La charge critique de flambage élastique N_{cr} du cadre, et par là celle des barres qui le compose, est déduite de la longueur de flambage. Cette dernière est obtenue de façon simplifiée à l'aide de l'abaque de la figure 11.27.

La formule d'interaction proposée par la norme SIA 161, incluant les effets de second ordre, a la forme générale suivante:

$$\frac{N_d}{N_K / \gamma_R} + \frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_{cr}}} \frac{\omega M_{d,max}}{M_R / \gamma_R} \leq 1.0 \quad (12.38)$$

N_d : valeur de dimensionnement de l'effort normal de compression
 N_K : résistance ultime au flambage
 N_{cr} : charge critique de flambage élastique
 $M_{d,max}$: valeur de dimensionnement du moment maximal (en valeur absolue), avec son signe
 $M_{d,min}$: valeur de dimensionnement du moment minimal (en valeur absolue), avec son signe
 M_R : résistance ultime à la flexion
 – profilés laminés en double té: $M_R = M_{pl}$
 – autres barres prismatiques de section constante quelconque: $M_R = M_{el}$
 ω : coefficient caractérisant la distribution des moments de flexion le long de la barre:

$$\omega = 0.6 + 0.4 \frac{M_{d,min}}{M_{d,max}} \geq 0.4 \quad (12.39)$$

Rappelons les hypothèses et conditions d'application de la formule (12.38):

- La barre comprimée et fléchie fait partie d'un cadre tenu latéralement. Si ce n'est pas le cas, on prend $\omega = 1.0$.
- La barre n'est pas chargée transversalement. Si elle l'est, on prend $\omega = 1.0$.
- Le flambage hors du plan et le déversement sont empêchés.

La figure 12.26 donne deux exemples de montants de cadre avec interaction M - N , dans lesquels les valeurs de $M_{d,min}$ et $M_{d,max}$ à introduire dans (12.39) pour le calcul de ω sont mises en évidence.

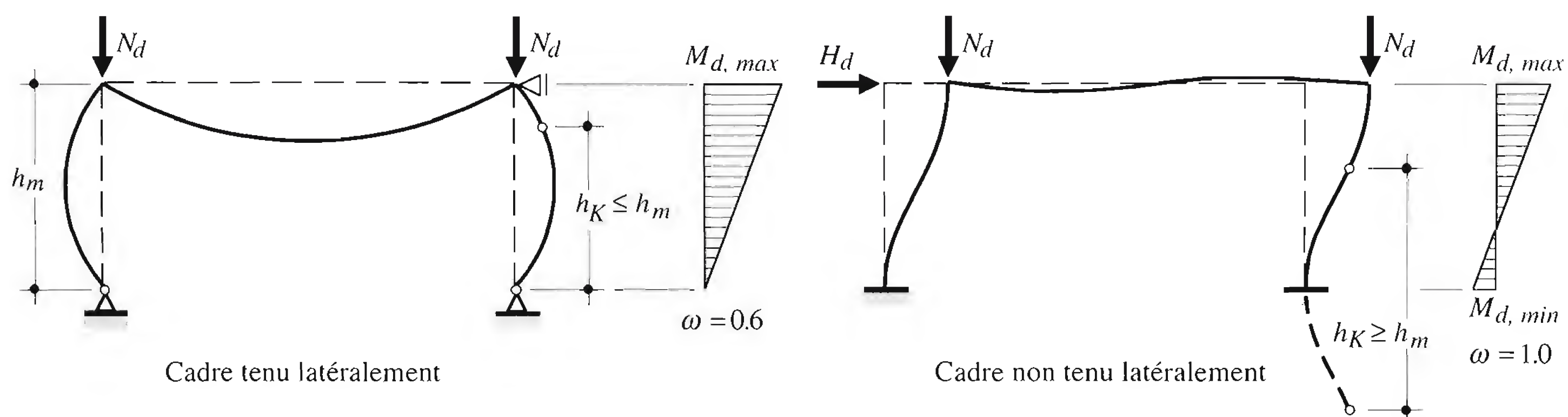


Fig. 12.26 Montants de cadre soumis à un effort normal de compression et à la flexion.

12.4.2 Montants composés

Types de montant

Lorsque les efforts de compression à transmettre sont importants, il est parfois plus économique de réaliser des montants dits composés, par opposition aux montants à section pleine. L'idée de base de la conception des montants composés est de construire une barre comprimée avec un minimum de matière mais avec une grande inertie (un grand rayon de giration). Pour ce faire, on réunit deux ou plusieurs barres semblables, de section constante, appelées *membrures*, par un treillis ou par des étrésillons. Les membrures, parallèles, sont généralement des profilés laminés (fig. 12.27(a)) dont les centres de gravité sont disposés à une distance b . De cette manière, on augmente considérablement l'inertie du montant pour la flexion selon l'axe z (dans le plan des treillis ou des étrésillons) sans pour autant augmenter le poids d'acier à mettre en œuvre. Les membrures peuvent elles-mêmes être constituées de sections composées (fig. 12.27(b) et (c)).

Un montant composé se comporte, selon le plan de flexion considéré, soit comme une barre simple, soit comme une barre composée. Ainsi, les montants ayant une section du type illustré à la figure 12.27(a) sont considérés comme une barre simple pour la flexion selon l'axe y ; par contre, ils se comportent en barre composée pour la flexion selon l'axe z . En revanche, les montants des figures 12.27(b) et (c) agissent de manière composée pour la flexion selon les deux axes y et z .

Les treillis situés sur deux faces opposées d'un montant composé seront de préférence en correspondance (fig. 12.27(b)) et non pas en opposition (fig. 12.27(c)); de la sorte, la possibilité de flambage par torsion lors de la mise en compression du montant est limitée.

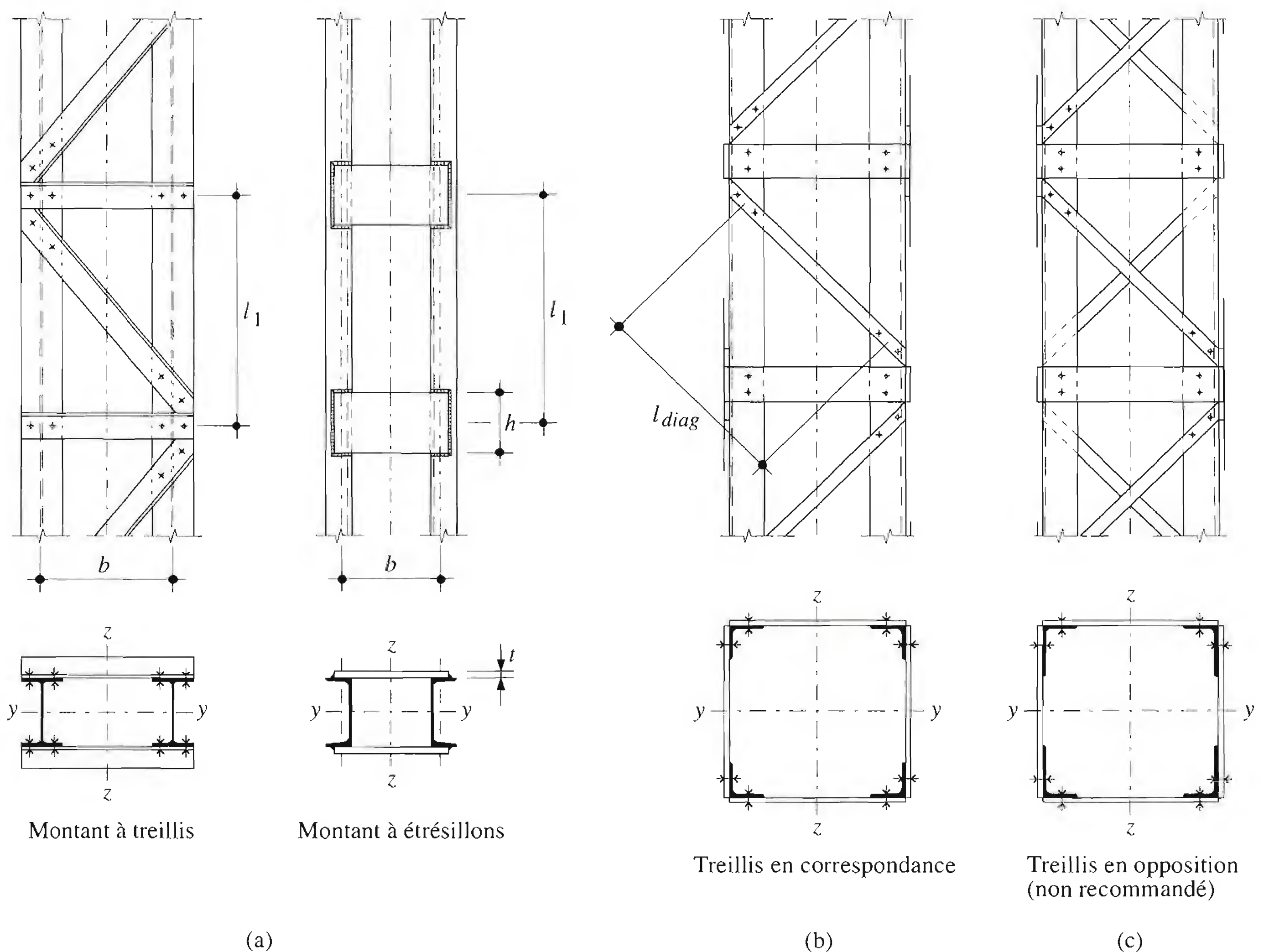


Fig. 12.27 Montants composés à treillis et à étrésillons.

Les *barres de treillis* (traverses et diagonales) sont souvent attachées aux membrures par boulonnage; elles sont supposées articulées à leurs extrémités. Des panneaux de liaison, en forme de croix de contreventement, sont prévus aux extrémités des treillis, c'est-à-dire aux endroits où le montant est interrompu et dans les sections de raboutage. Le rôle de ces panneaux de liaison est de permettre l'introduction des efforts extérieurs.

Les *étrésillons*, aussi appelés *traverses de liaison*, sont habituellement constitués de simples plats de hauteur h et d'épaisseur t , attachés rigidement aux membrures; de la sorte, l'ensemble fonctionne à la manière d'une poutre Vierendeel, c'est-à-dire par «effet cadre». Les étrésillons sont les plus efficaces vers les extrémités du montant; ils doivent également être prévus au droit des points d'application de charges transversales et de tout dispositif de maintien latéral.

Les bases du dimensionnement des barres composées constituées de deux membrures en profilé laminé reliées par des étrésillons ont été données dans le TGC volume 10 (sect. 6.4). Nous traiterons ici, en parfaite analogie, le dimensionnement des montants à treillis constitués de deux membrures en profilé laminé reliées par deux treillis simples. La méthode décrite est celle de l'Eurocode 3.

Flambage selon l'axe z de l'ensemble du montant à treillis

Coefficient d'élancement

Le coefficient d'élancement du montant à treillis est défini comme suit:

$$\bar{\lambda}_{Kz} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{crz, v}}} \quad (12.40)$$

avec

$$N_{crz, v} = N_{crz} \frac{1}{1 + \frac{N_{crz}}{S_v}} \quad (12.41)$$

$$N_{crz} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_{Kz}^2} \quad (12.42)$$

$$I_z = 2 A_1 \left(\frac{b}{2} \right)^2 \quad (12.43)$$

- N_{pl} : effort normal plastique
- N_{crz} : charge critique de flambage élastique du montant supposé indéformable en cisaillement
- $N_{crz, v}$: charge critique de flambage élastique du montant à treillis, avec effet de cisaillement
- S_v : rigidité en cisaillement
- I_z : moment d'inertie du montant
- A_1 : aire de la section transversale d'une membrure

Cette forme s'explique par le fait que la charge critique de flambage élastique $N_{crz, v}$ d'un montant à treillis comprimé est sensible à la déformation en cisaillement [12.7].

Effet du cisaillement dans le plan des treillis

Un montant composé ne peut, contrairement à un montant en profilé laminé, être considéré comme indéformable au cisaillement. La *rigidité au cisaillement*, notée S_v , n'est autre que l'effort tranchant requis pour produire un déplacement unitaire de cisaillement. Pour un montant à treillis, elle est égale à:

$$S_v = n G A_{w, eq} \quad (12.44)$$

- G : module de glissement de l'acier
- $A_{w, eq}$: aire de l'âme pleine équivalente d'un plan de treillis
- n : nombre de plans de treillis

Les expressions de $A_{w, eq}$, correspondant aux types de treillis de la figure 12.13, sont les suivantes [12.5]:

- treillis en V, cas général

$$A_{w,eq} = \frac{1}{\frac{0.385}{\cot g \theta_1 + \cot g \theta_2} \left(\frac{1}{A_{diag1} \sin^3 \theta_1} + \frac{1}{A_{diag2} \sin^3 \theta_2} \right)} \quad (12.45a)$$

- treillis en V symétrique

$$A_{w,eq} = 2.6 A_{diag} \sin^2 \theta \cos \theta \quad (12.45b)$$

- treillis en N

$$A_{w,eq} = \frac{2.6 A_{diag} \cot g \theta}{\frac{A_{diag}}{A_{mont}} + \frac{1}{\sin^3 \theta}} \quad (12.45c)$$

- treillis en X: on néglige la barre soumise à la compression provoquée par l'effort tranchant ce qui ramène à un treillis en N.

Résistance ultime au flambage

Le mode de construction des montants composés nécessite de tenir compte d'une imperfection initiale géométrique dans les calculs. L'Eurocode 3 recommande la valeur suivante:

$$v_0 = \frac{h_m}{500} \quad (12.46)$$

Cette flèche initiale doit couvrir l'effet défavorable des contraintes résiduelles et des défauts d'excentricité de l'effort normal de compression. On notera qu'elle vaut le double de l'imperfection initiale prise implicitement en compte pour les courbes de flambage européennes. Par conséquent, pour la vérification de la résistance du montant au flambage d'ensemble, la valeur du coefficient d'imperfection α utilisé dans la représentation analytique des courbes de flambage doit être majorée de la façon suivante:

$$\alpha^* = \alpha + \frac{0.009}{2 \frac{i_z}{b_{ext}}} \quad (12.47)$$

- α^* : coefficient d'imperfection majoré
 i_z : rayon de giration pour le sens de flambage dans le plan des treillis ou des étrésillons
 b_{ext} : distance entre fibres extrêmes des membrures

La résistance ultime au flambage N_{Kz} est déterminée avec la relation suivante:

$$N_{Kz} = \kappa_z N_{pl} = \kappa_z f_y \cdot 2A_1 \quad (12.48)$$

- κ_z : coefficient de flambage du montant à treillis selon l'axe z

La vérification du flambage de l'ensemble du montant selon l'axe z où les treillis ont une influence s'effectue alors avec la relation suivante:

$$N_d \leq \frac{N_{Kz}}{\gamma_R} \quad (12.49)$$

N_d : valeur de dimensionnement de l'effort normal agissant sur l'ensemble du montant à treillis

Flambage selon l'axe y de l'ensemble du montant à treillis

Le flambage du montant à treillis selon l'axe y doit être vérifié en considérant le flambage selon l'axe y des deux membrures sans tenir compte des treillis, ceux-ci n'ayant pas d'influence sur ce mode de flambage. Pour pouvoir utiliser, dans les calculs, l'effort normal N repris par l'ensemble du montant à treillis, on raisonnera de la façon suivante :

- la longueur de flambage l_{Ky} des membrures est égale à la longueur de flambage du montant ;
- l'inertie I_y des montants à treillis de type (a) (fig. 12.27) est égale au double de l'inertie I_{y1} d'une membrure.

La résistance ultime au flambage N_{Ky} est déterminée sur la base de l'élancement $\lambda_{Ky} = l_{Ky} / i_y$, avec le rayon de giration $i_y = \sqrt{I_y / 2 A_1}$. La courbe de flambage à utiliser est celle correspondant au type de section des membrures (fig. 12.25), avec la relation suivante :

$$N_{Ky} = \kappa_y N_{pl} = \kappa_y f_y 2 A_1 \quad (12.50)$$

κ_y : coefficient de flambage du montant à treillis selon l'axe y

La vérification du flambage de l'ensemble du montant à treillis selon l'axe y (sans influence des treillis) s'effectue alors avec la relation suivante :

$$N_d \leq \frac{N_{Ky}}{\gamma_R} \quad (12.51)$$

Membrures du montant à treillis

Nous admettons que l'effort de compression dans le montant à treillis est transmis axialement aux extrémités des membrures. Celles-ci doivent alors faire l'objet des deux vérifications suivantes :

- le flambage d'un tronçon de membrure entre deux nœuds de treillis,
- la résistance en section de la membrure.

Le flambage d'un tronçon de membrure entre deux nœuds de treillis doit être vérifié sur les bases suivantes :

- la longueur de flambage est égale à la longueur l_1 entre points d'épure des nœuds du treillis (fig. 12.27(a)),
- l'inertie à considérer est l'inertie I_{z1} d'une membrure,
- la courbe de flambage à utiliser est celle correspondant au type de section et à la direction de flambage de la membrure.

La résistance ultime au flambage N_{K1} peut être déterminée avec la relation suivante :

$$N_{K1} = \kappa_1 N_{pl1} \quad (12.52)$$

κ_1 : coefficient de flambage d'un tronçon de membrure entre deux nœuds de treillis

N_{pl1} : effort normal plastique d'une membrure ($N_{pl1} = f_y A_1$)

Nous admettons que l'effort normal de compression dans le montant est transmis axialement aux extrémités des membrures. Cet effort est amplifié par les effets de second ordre dus au défaut de rectitude présumé, la flèche initiale v_0 , qui constitue un bras de levier pour l'effort normal. Le moment de flexion \mathcal{M} résultant à mi-hauteur du montant correspond au moment de flexion de premier ordre $N_d v_0$ multiplié par un coefficient d'amplification :

$$\mathcal{M} = N_d v_0 \frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_{crz, v}}} \quad (12.53)$$

N_d : valeur de dimensionnement de l'effort normal agissant sur l'ensemble du montant à treillis

v_0 : flèche initiale

$N_{crz, v}$: charge critique de flambage élastique du montant à treillis

En remplaçant $N_{crz, v}$ par sa valeur donnée par (12.41), nous obtenons :

$$\mathcal{M} = N_d v_0 \frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_{crz, v}} - \frac{N_d}{S_v}} \quad (12.54)$$

Au dénominateur de l'expression du moment de second ordre \mathcal{M} est venu s'adjoindre l'effet de la flexibilité au cisaillement sous la forme N_d / S_v . Ce moment correspond au couple de forces qui a pour effet d'augmenter l'effort normal agissant sur une des membrures et de le réduire sur l'autre. L'effort normal total dans la membrure la plus sollicitée, à mi-hauteur de l'élément, est ainsi obtenu par simple superposition :

$$N_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{\mathcal{M}}{b} \quad (12.55)$$

La vérification au flambage d'une membrure entre deux nœuds de treillis se fait alors avec la relation suivante (qui contient la vérification de la résistance en section) :

$$N_{1d} \leq \frac{N_{K1}}{\gamma_R} \quad (12.56)$$

Barres de treillis

Efforts dans les barres

Si le montant soumis à la compression centrée était idéalement parfait, c'est-à-dire dépourvu de toute imperfection géométrique, il n'y aurait aucun effort dans les barres de treillis. Le défaut de rectitude présumé v_0 constitue un bras de levier pour l'effort normal de compression N_d . Nous avons vu que ce moment de premier ordre est amplifié par les effets de second ordre dus à la déformabilité à la flexion et au cisaillement. Le moment de flexion de second ordre résultant à mi-hauteur du montant a été

noté \mathcal{M} . En adoptant une déformée initiale affine au mode fondamental de flambage (sinusoïde), on obtient une répartition du moment de flexion du type suivant :

$$M(x) = \mathcal{M} \sin \frac{\pi x}{h_m} \quad (0 \leq x \leq h_m) \quad (12.57)$$

h_m : hauteur du montant

La variation du moment selon l'axe x entraîne une répartition de l'effort tranchant

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{\pi}{h_m} \mathcal{M} \cos \frac{\pi x}{h_m} \quad (12.58)$$

qui présente une valeur maximale en $x = 0$ et $x = h_m$, où elle vaut $\pi \mathcal{M} / h_m$. Par simplification, on admet que l'effort tranchant existe avec sa valeur maximale sur toute la hauteur du montant, ce qui permet de déduire les efforts dans toutes les barres du treillis. En particulier, pour un treillis en N, l'effort dans une diagonale de treillis de longueur l_{diag} , (fig. 12.27(c)) vaut :

$$N_{diag,d} = \frac{\pi \mathcal{M}}{h_m} \frac{l_{diag}}{2 b} \quad (12.59)$$

et l'effort dans une traverse du treillis :

$$N_{mont,d} = \frac{1}{2} \frac{\pi \mathcal{M}}{h_m} \quad (12.60)$$

Etant donné que la topologie du treillis est univoque alors que le sens du défaut de rectitude du montant est aléatoire, les efforts $N_{diag,d}$ et $N_{mont,d}$ peuvent être de traction ou de compression. La vérification à la traction consiste à contrôler la résistance en section nette alors que la vérification à la compression concerne le flambage.

Assemblages

Les liaisons des barres de treillis aux membrures du montant doivent être correctement dimensionnées pour transmettre les efforts auxquels elles sont soumises, à savoir :

- liaison d'une diagonale sur les membrures avec $N_{diag,d}$ selon (12.59),
- liaison d'une traverse sur les membrures avec $N_{mont,d}$ selon (12.60).

12.4.3 Montants à section variable

Nous distinguons principalement deux types de montants à section variable (fig. 12.28) :

- ceux dont la hauteur d'âme varie de manière continue sur la hauteur du montant tandis que les semelles restent de sections constantes,
- ceux qui sont constitués de tronçons dont l'inertie est constante par tronçon mais diffère beaucoup d'un tronçon à l'autre.

Le premier type de montant est généralement réalisé à partir de profils composés à âme pleine. Leur pied est normalement conçu comme une articulation de sorte que le montant est sollicité essentiellement par un effort normal. La tête du montant (angle de cadre) peut être assemblée rigidement à la traverse et,

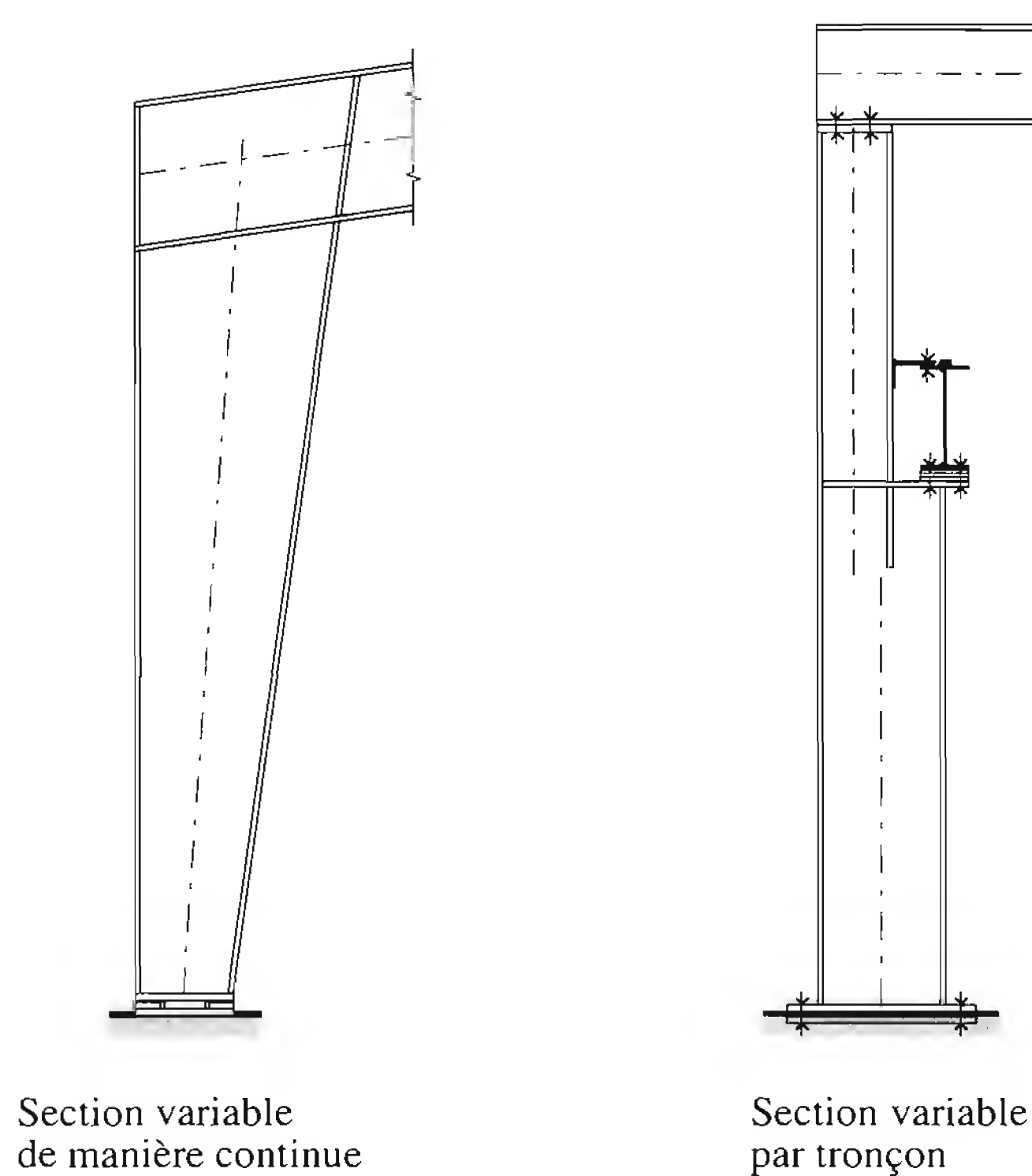


Fig. 12.28 Montants à section variable.

de ce fait, est soumise en plus à un moment de flexion important. Si la section et l'inertie du montant sont adaptées à la variation des efforts à transmettre, on obtient une forme de montant qui présente pratiquement une variation linéaire de la hauteur d'âme.

Le deuxième type de montant convient bien lorsque, outre la charge reportée par la traverse en tête du montant, il faut introduire une charge verticale importante à un certain niveau du montant. Ce cas est fréquent dans les halles équipées d'une voie de roulement pour pont roulant de forte capacité de levage. Un tel montant est assez souvent encastré à sa base et libre en tête, bien que des situations existent où les deux extrémités sont assimilées à des articulations. Le montant est donc soumis à un effort normal dont l'intensité change brusquement à un certain niveau.

Nous ne pouvons traiter le dimensionnement de l'ensemble des montants à section variable, tant il est possible d'imaginer de conceptions différentes. Nous nous bornons donc à examiner les deux cas évoqués à la figure 12.28 et renvoyons le lecteur à la littérature spécialisée [12.8] [12.9] pour de plus amples détails sur le sujet.

Vérification d'un montant à section variable

La vérification de la sécurité structurale d'un montant à section variable comprend, comme pour un montant à section constante :

- la vérification de la résistance en section,
- la vérification du flambage du montant comprimé ou comprimé et fléchi.

La vérification de la *résistance en section* ne pose pas de difficulté particulière autre que la définition de la section déterminante. En effet, la variation de la section sur la hauteur du montant a pour effet d'accroître le nombre de sections pour lesquelles une vérification est nécessaire.

Quant à la *résistance au flambage*, la variation de la section soulève principalement le problème de l'élanement gouvernant les phénomènes d'instabilité:

$$\bar{\lambda}_K = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}} \quad (12.61)$$

N_{pl} : effort normal plastique
 N_{cr} : charge critique de flambage élastique

Pour un montant à inertie continûment variable, donc soumis à un effort normal uniforme, l'effort normal plastique à considérer est de toute évidence celui de la section d'extrémité ayant l'aire minimale. Pour un montant à inertie variable par tronçon, la section déterminante pour le calcul de N_{pl} peut être une section intermédiaire.

La charge critique de flambage élastique s'exprime par:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l_K^2} \quad (12.62)$$

expression dans laquelle il faut définir la valeur de référence du moment d'inertie I pour chaque type de montant à inertie variable. La longueur de flambage l_K peut comprendre l'effet de la variation de l'inertie et celui de l'introduction d'une force à une certaine hauteur du montant. Ci-dessous, des expressions pour N_{cr} sont données pour trois types de montant, ainsi que des abaques permettant de trouver facilement la longueur de flambage l_K . Moyennant ces ajustements, la vérification est conduite selon les principes et à l'aide des formules de dimensionnement du TGC volume 10 (chap. 6).

Montants à moment d'inertie variable de façon continue

Considérons un montant constitué d'une âme à hauteur variable et de deux semelles et examinons le flambage selon l'axe fort, c'est-à-dire dans le plan de l'âme, correspondant normalement au plan du cadre de la halle. Admettons que le flambage du montant hors du plan du cadre soit empêché par des dispositions de construction appropriées.

Le moment d'inertie de la section transversale du montant varie proportionnellement à une certaine puissance de sa distance x à un point fixe O, situé à une distance x_0 de la tête du montant (fig. 12.29(a)). Ce moment d'inertie peut s'exprimer ainsi:

$$I(x) = I_{min} \left(\frac{x}{x_0} \right)^n \quad (12.63)$$

I_{min} : moment d'inertie minimal selon l'axe fort ($x = x_0$)
 n : facteur dépendant de la variation du moment d'inertie le long du montant

La valeur $n = 2$ de l'exposant (variation parabolique du moment d'inertie) représente, avec une précision suffisante, le cas d'un montant constitué de deux semelles de section constante et d'une âme de hauteur linéairement variable selon x . En effet, le moment d'inertie est dû principalement aux deux semelles dont l'inertie propre est négligée par rapport au terme de transport.

Le flambage d'un tel montant (biarticulé, de longueur l , de moment d'inertie variable paraboliquement et soumis à un effort normal uniforme) peut être ramené à celui d'un montant prismatique de même longueur ayant un moment d'inertie, dit équivalent, constant sur sa longueur. Ce moment d'inertie équivalent I_{eq} vaut:

$$I_{eq} = C I_{max} \quad (12.64)$$

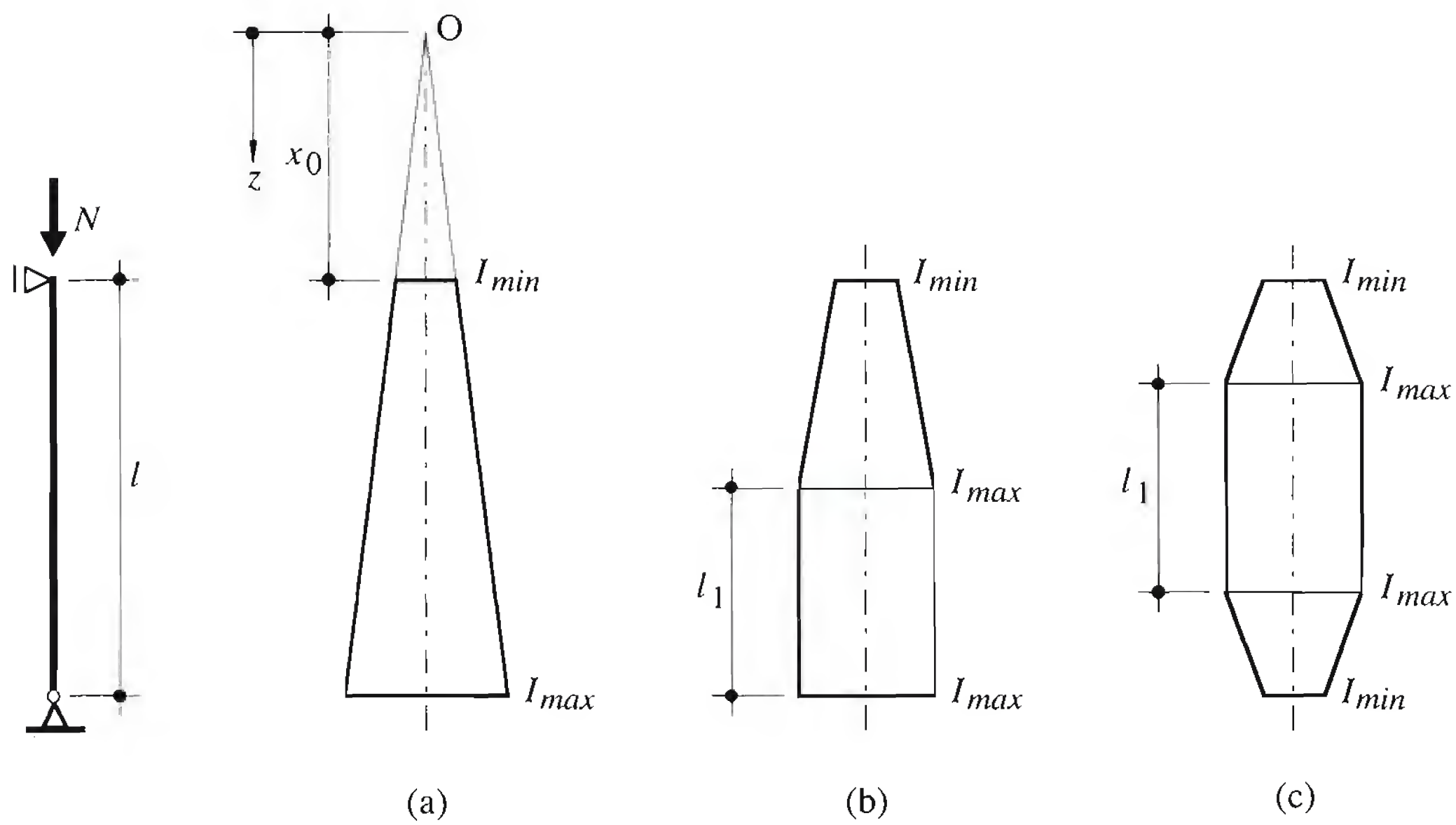


Fig. 12.29 Montant à moment d'inertie continûment variable.

C est un coefficient fonction d'un paramètre auxiliaire r [12.9] faisant intervenir le rapport des moments d'inertie extrêmes :

$$C = 0.08 + 0.92 r \quad (12.65)$$

$$r = \sqrt{\frac{I_{min}}{I_{max}}} \quad (12.66)$$

Si le montant comporte en outre un tronçon d'extrémité de longueur l_1 à moment d'inertie constant I_{max} (fig. 12.29(b)), le coefficient C vaut :

$$C = (0.08 + 0.92 r) + (0.32 + 4 \sqrt{r} - 4.32 r) \left(\frac{l_1}{l} \right)^2 \quad (12.67)$$

Dans le cas d'un montant symétrique possédant un tronçon central à moment d'inertie constant I_{max} situé entre deux tronçons d'extrémité à moment d'inertie variant paraboliquement de I_{max} à I_{min} (fig. 12.29(c)), le coefficient C vaut :

$$C = (0.17 + 0.33 r + 0.5 \sqrt{r}) + (0.62 \sqrt{r} - 1.62 r) \left(\frac{l_1}{l} \right) \quad (12.68)$$

Ces expressions du coefficient C sont des approximations soumises à la condition que $l_1 < 0.5 l$. On adopte $C = 1.0$ pour $l_1 > 0.8 l$ et on peut utiliser une interpolation linéaire de la valeur C dans le cas où l_1 est compris entre ces limites.

Les expressions du coefficient C reposent sur le concept d'*élancement équivalent*. Elles sont tirées de l'égalité des charges critiques de flambage élastique du montant réel et du montant de substitution à moment d'inertie constant I_{eq} respectivement. La charge critique de flambage élastique vaut alors :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_{eq}}{l_K^2} \quad (12.69)$$

Montant à moment d'inertie différent mais constant par tronçon

Dans ce cas de montant comportant deux tronçons, le moment d'inertie, constant sur chaque tronçon, change brusquement d'un tronçon à l'autre, l'axe longitudinal ne subissant toutefois aucune discontinuité à l'interface des tronçons (fig. 12.30). La charge critique de flambage d'un tel montant s'obtient généralement par la méthode de l'énergie, longue et assez fastidieuse.

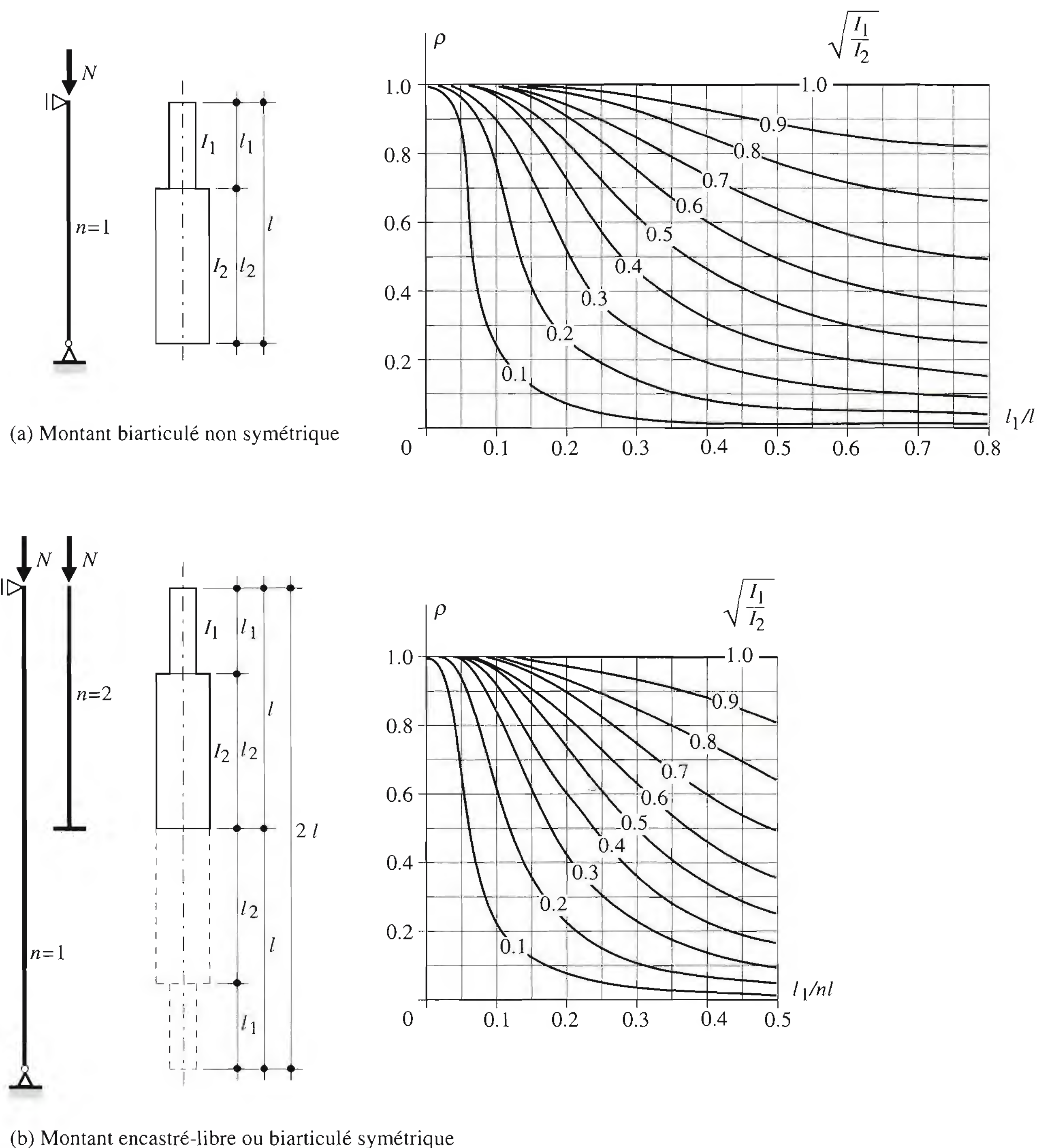


Fig. 12.30 Montants à moment d'inertie différent mais constant par tronçon, sollicités par un effort normal centré, et abaques de ρ pour le calcul de la charge critique de flambage élastique.

Des abaques tirés des résultats de cette méthode fournissent un facteur ρ tel que la charge critique de flambage élastique, par référence au moment d'inertie maximal, est donnée par l'expression:

$$N_{cr} = \rho \frac{\pi^2 E I_{max}}{(n l)^2} \quad (12.70)$$

avec $I_{max} = \max[I_1; I_2]$ et où $n = 1$ si le montant est biarticulé et $n = 2$ si le montant est encastré-libre. Le facteur sans dimension ρ dépend des rapports l_1 / l et $\sqrt{I_1 / I_2}$. Il traduit l'influence, sur la longueur de flambage d'une pièce de référence à moment d'inertie constant I_{max} , de la variation brusque d'inertie de I_1 à I_2 et des longueurs sur lesquelles ces moments d'inertie existent respectivement. Comme la pièce réelle comporte un tronçon d'inertie moindre que I_{max} , la longueur de flambage l_K est donc supérieure à $n l$ ($\rho < 1.0$):

$$l_K = \frac{n l}{\sqrt{\rho}} \quad (12.71)$$

Les abaques de la figure 12.30 fournissent les valeurs de ρ pour le cas de montants (biarticulés et encastrés-libres) constitués de deux tronçons soumis à un effort normal centré.

Montants soumis à plusieurs forces de compression en des points différents

Le montant à inertie différent mais constant par tronçon est particulièrement bien adapté à la transmission d'efforts normaux plus importants à la base qu'en tête, l'introduction de la force additionnelle étant effectuée dans une section du montant où le moment d'inertie change brusquement (fig. 12.31). Ce problème est traité par transformation de la différence d'effort normal en une modification de la longueur de flambage du montant [12.9]. Cette longueur de flambage se trouve affectée à double titre: en raison du changement du moment d'inertie d'une part et en raison du changement de l'intensité de l'effort normal d'autre part. Une approche simple pour la résolution de ce problème est basée sur l'équation différentielle de la déformée. Cette approche ne fait intervenir que le quotient de cet effort normal N_i par le moment d'inertie I_i du tronçon correspondant i . La déformée de flambage et, par conséquent, la charge critique de flambage élastique, ne changent pas lorsqu'on modifie les quantités N_i et I_i , pourvu que leur quotient demeure constant.

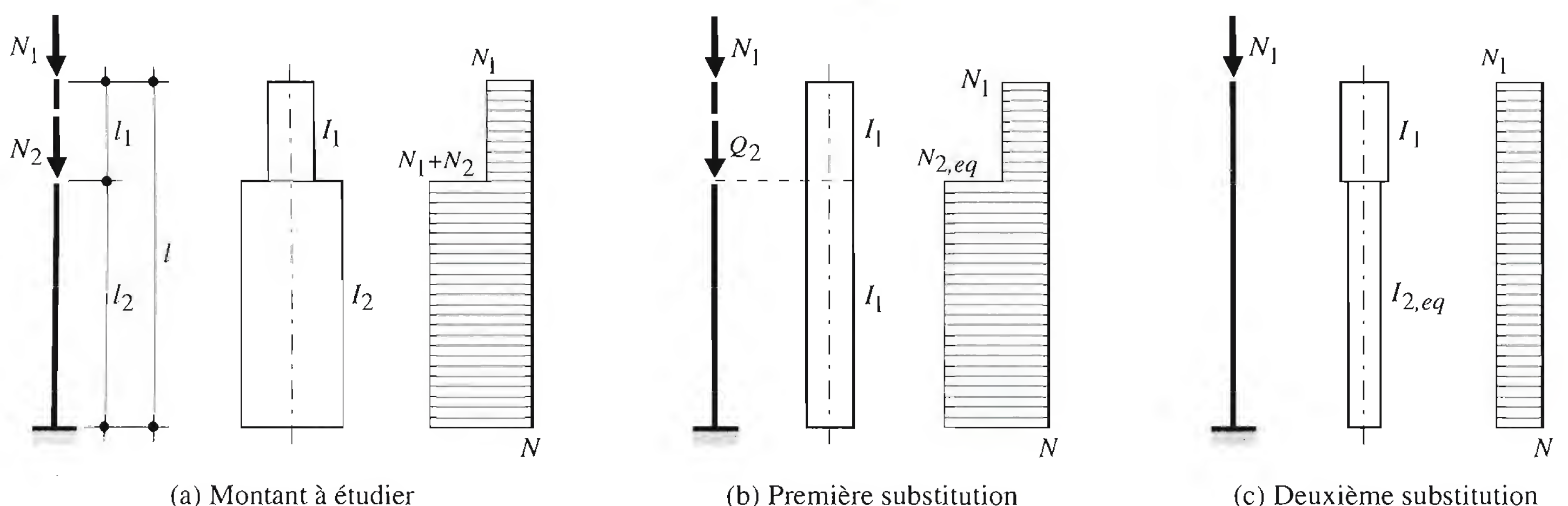


Fig. 12.31 Montants à moment d'inertie et effort normal différents (mais constants) par tronçon.

Dès lors, au montant à étudier (fig. 12.31(a)) peut être substitué un montant prismatique de moment d'inertie constant égal à I_1 , chargé de forces Q_i telles que l'effort normal $N_{i,eq}$ dans le montant de substitution (fig. 12.31(b)) satisfasse, dans tous les tronçons, à la relation de proportionnalité suivante :

$$\frac{N_i}{I_i} = \frac{N_{i,eq}}{I_1} \quad (12.72)$$

Dans le cas d'un montant à deux tronçons, la valeur à donner à la force Q_2 pour satisfaire cette condition est la suivante :

$$Q_2 = \frac{N_1 + N_2}{I_2} I_1 - N_1 \quad (12.73)$$

Le cas du montant prismatique à moment d'inertie constant $I = I_1$ chargé des forces concentrées N_1 et Q_2 peut, à son tour, être ramené à celui d'un deuxième montant de substitution (fig. 12.31(c)) à moment d'inertie variable par tronçons mais soumis à une charge axiale de compression N_1 . Cette équivalence s'écrit :

$$\frac{N_1 + Q_2}{I_1} = \frac{N_1}{I_{2,eq}} \quad (12.74)$$

d'où :

$$I_{2,eq} = \frac{N_1 I_1}{N_1 + Q_2} \quad (12.75)$$

La charge critique de flambage élastique du montant de la figure 12.31 peut alors être exprimée par :

$$N_{cr} = \rho \frac{\pi^2 E I_1}{(nl)^2} \quad (12.76)$$

avec $n = 1$ pour le montant biarticulé symétrique et $n = 2$ pour le montant encastré-libre. La valeur de ρ est fournie par l'abaque (b) de la figure 12.30 à condition d'introduire, à la place de $\sqrt{I_1 / I_2}$, la valeur $\sqrt{N_1 / (N_1 + Q_2)}$.

Etant donné le nombre de cas possible, la procédure de substitution peut nécessiter de multiples abaques dont on trouvera un éventail plus complet, relatifs à d'autres conditions d'appui et à des montants comportant plus de deux tronçons, dans [12.8].

12.5 Angles de cadre

12.5.1 Principes

Cette section traite les principes de vérification des angles de cadre, points d'intersection entre la traverse et le montant. Nous avons vu à la section 11.2 que les systèmes statiques adoptés pour les cadres de halle comportent la plupart du temps soit des angles rigides, soit des articulations. Il est également possible que l'angle de cadre soit un nœud semi-rigide (sect. 13.7). Dans tous les cas, il faut s'assurer que sa conception de détail respecte les hypothèses de calcul ou, dans le cas contraire, adapter le modèle de calcul au comportement réel de l'assemblage.

La figure 12.32 rappelle les principes de réalisation des angles de cadre articulés, semi-rigides ou rigides (voir aussi chap. 3, fig. 3.10). La traverse peut être *fixée contre* le montant ou *posée sur* ce montant. Dans le cas des assemblages considérés comme articulés, la traverse est attachée au montant du cadre par simple boulonnage, car il s'agit de transmettre uniquement des efforts normaux et tranchants.

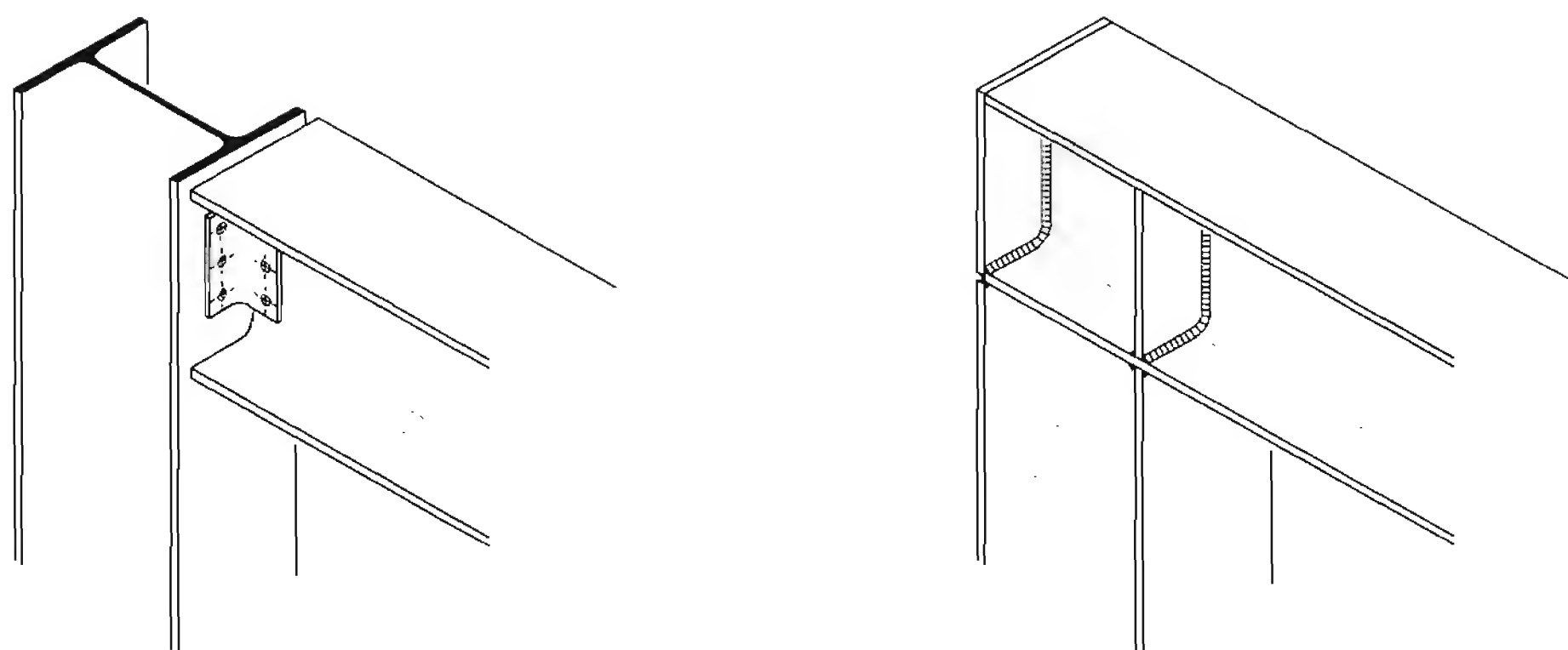


Fig. 12.32 Angles de cadre articulé et rigide.

Dans ce type d'assemblage, on peut donc limiter au maximum le nombre de raidisseurs, ce qui permet une fabrication simple et économique.

Dans le cas des angles de cadres considérés comme rigides, les assemblages réalisés au montage sont boulonnés alors que les joints fabriqués en atelier sont soudés. La solution dans laquelle la traverse est posée sur le montant permet de bénéficier de l'âme la plus épaisse (celle de la traverse) pour réaliser le panneau d'angle fortement sollicité. Cette disposition nécessite cependant des soudures «au plafond» en cas de réalisation au chantier. On pourrait, pour cette raison, opter pour un montant plus long sur lequel on souderait la traverse; les soudures seraient alors plus faciles à réaliser mais la traverse devrait être étayée pendant cette opération.

12.5.2 Angle de cadre articulé

Un angle de cadre articulé doit être à même de transmettre l'effort normal et l'effort tranchant donnés par le calcul statique du cadre. En admettant qu'il n'y a pas transmission de moment, l'assemblage montant-traverse doit être capable de supporter une rotation correspondant à la rotation de l'extrémité de la traverse en poutre simple, sans qu'il y ait rupture des moyens d'assemblage. Il doit donc être suffisamment souple pour que la rotation de l'extrémité de la traverse soit absorbée par déformation des moyens d'assemblage tels que cornières, boulons, plaques, etc. Toutefois, il doit être conçu pour constituer un appui contre le déversement de la traverse, donc présenter une certaine résistance à la torsion suffisante (appui à fourche) sans que celle-ci gêne la capacité de rotation flexionnelle de la traverse.

Le dimensionnement d'un angle de cadre articulé consiste à vérifier que la transmission de l'effort normal et de l'effort tranchant est assurée.

En cas de *traverse posée sur le montant* (fig. 12.33(a), voir aussi fig. 10.9), les vérifications à effectuer concernent l'introduction d'une force (la réaction d'appui) dans un profilé en double té et la reprise de l'effort horizontal.

- Introduction de l'effort V_d du montant dans la traverse (§ 10.3.4): la résistance ultime F_R est donnée soit par un critère de résistance (plastification de l'âme de la traverse), soit par un critère de stabilité (voilement local de l'âme). On admet dans ce modèle que la plaque de tête du montant est suffisamment épaisse ($t_p > t_2$) pour que l'effort V_d soit uniformément réparti sur la surface de la plaque.

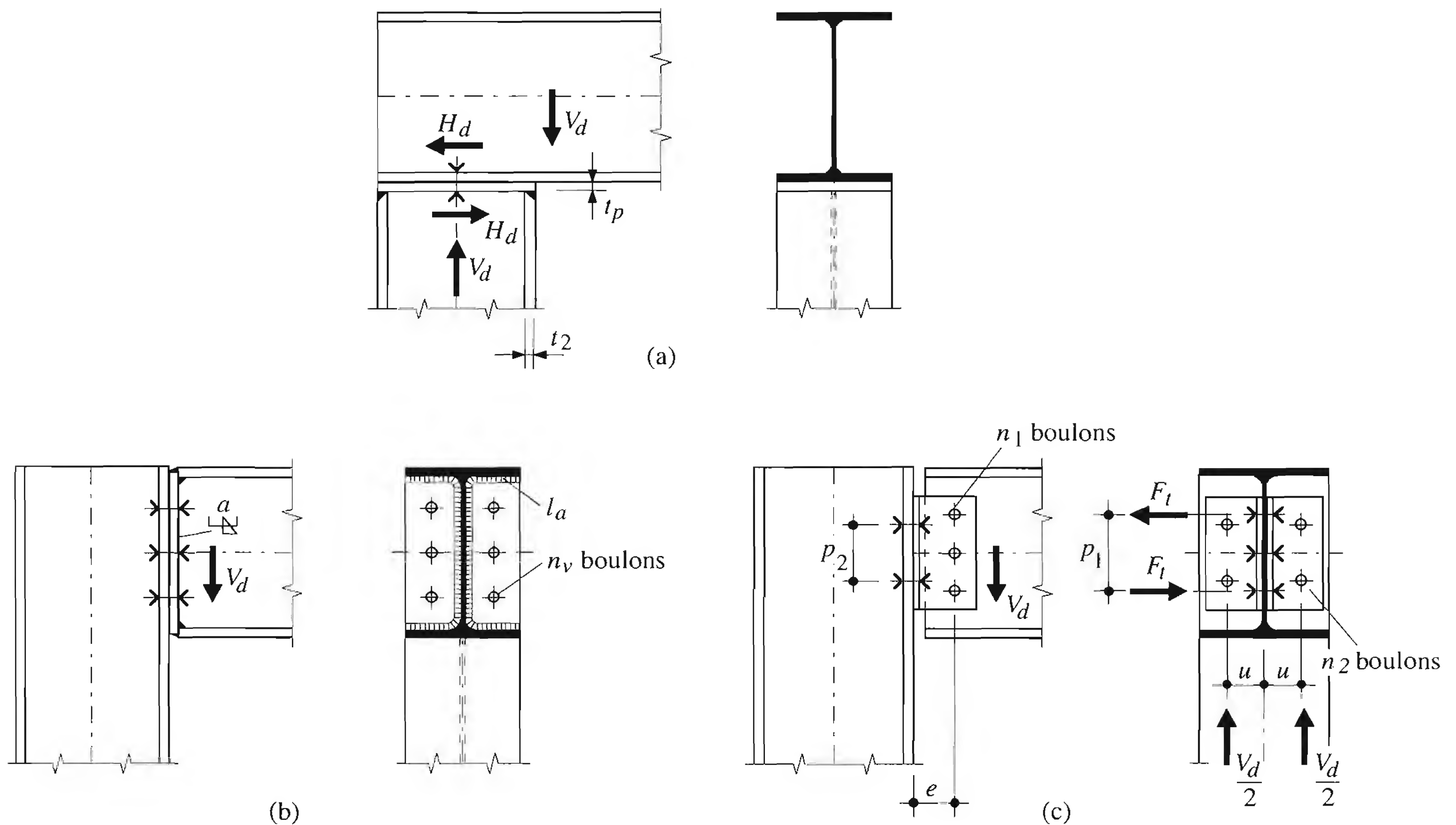


Fig. 12.33 Vérification d'un angle de cadre articulé.

- Reprise de l'effort horizontal H_d par les boulons (TGC vol. 10, sect. 8.4): la résistance d'un boulon de diamètre d_B est donnée soit par cisaillement des boulons (V_R), soit par pression latérale des pièces assemblées (L_R).

En cas de *traverse boulonnée contre le montant*, il faut s'assurer, au moyen d'une succession de vérifications, de la transmission d'un effort tranchant V_d de la traverse dans le montant (TGC vol. 10, sect. 9.3). Avec *plaque frontale* (nœud semi-rigide, fig. 12.33(b)), les vérifications sont:

- Reprise de l'effort tranchant V_d par les cordons d'angle de hauteur a (et de longueur totale $l_a \leq 150 a$ selon Eurocode 3).
- Transmission de l'effort tranchant par n_v boulons cisailés (simple cisaillement et pression latérale).

Avec *double cornière* (articulation, fig. 12.33(c)), les vérifications sont:

- Transmission par n_1 boulons sur l'âme de la traverse en double cisaillement ou pression latérale. Dans cette vérification (TGC vol. 10, ex. 9.1), l'influence de l'effort $F_t = (V_d / 2) u / p_1$ dû au moment d'excentricité $(V_d / 2) u$ peut être négligé, ce qui n'est pas toujours le cas, surtout si le nombre de boulons est faible.
- Transmission par n_2 boulons sur l'aile du montant en simple cisaillement ou pression latérale.
- Cisaillement des cornières en sections brute et nette par l'effort $V_d / 2$.

12.5.3 Angle de cadre rigide

Un angle de cadre rigide constitue un des endroits où les efforts intérieurs atteignent leur valeur maximale; il doit donc être conçu et dimensionné pour transmettre ces efforts. Considérons le schéma de l'angle de cadre théorique de la figure 12.34(a), assurant la liaison entre une traverse et un montant en profilés laminés à double té. On sait que la plus grande partie du moment de flexion sollicitant un tel profilé est reprise par un couple de forces agissant dans les ailes (TGC vol. 10).

Aux points A et C de l'angle, les résultantes obliques de ces forces ne peuvent être équilibrées que par l'intermédiaire de l'âme. Cette dernière est souvent incapable de jouer ce rôle, d'autant plus qu'elle doit déjà transmettre l'effort tranchant et l'effort normal. La figure 12.34(b) montre deux façons de résoudre ce problème. Dans le premier cas, les résultantes sont reprises directement par l'intermédiaire d'un raidisseur diagonal. Dans le deuxième cas, pour lequel un modèle de calcul plastique est proposé, les ailes des profilés situées à l'intérieur du cadre (intrados) ont été prolongées jusqu'à l'extérieur (extrados).

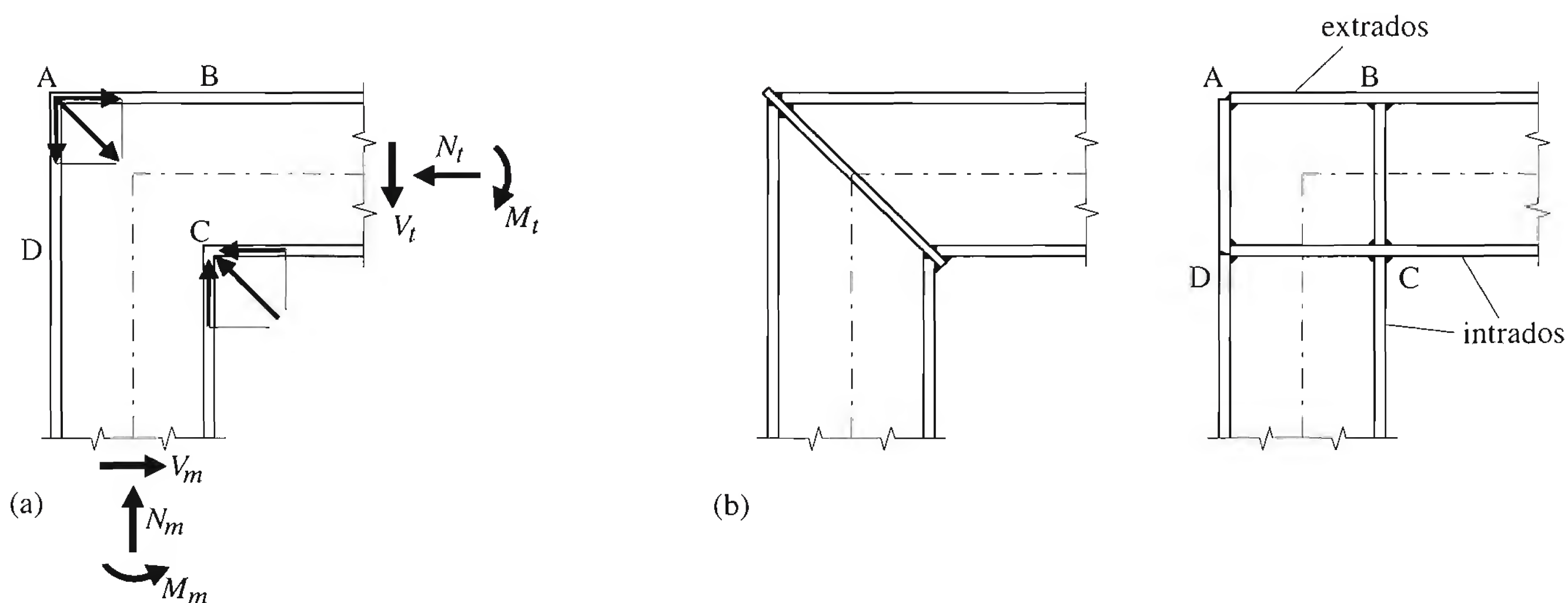


Fig. 12.34 Schéma et détails de construction d'angles de cadre rigides.

Modèle de calcul plastique

Considérons la zone ABCD de l'angle de cadre. Une étude détaillée, permettant de déterminer le cheminement réel des efforts dans cette zone, est compliquée et, en général, n'est pas justifiée. En effet, on est en présence de fortes perturbations et concentrations de contraintes, ce qui peut entraîner des plastifications locales. Des modèles de calcul basés sur un comportement élastique existent, le principe étant de vérifier que la contrainte de comparaison σ_g reste inférieure à f_y / γ_R . Toutefois ces modèles négligent la présence des concentrations de contraintes et des contraintes résiduelles.

Le modèle de calcul plastique présenté a le mérite d'être beaucoup plus simple et tout aussi «exact» que le modèle élastique. Rappelons que les conditions d'équilibre doivent être respectées et que les matériaux constituant l'assemblage doivent présenter un comportement plastique.

Considérons les diagrammes des moments de flexion M_d , des efforts normaux N_d et des efforts tranchants V_d déterminés à l'aide d'un calcul statique élastique (fig. 12.35(a)), ces efforts étant admis à l'axe géométrique des barres. Isolons l'élément d'angle composé du panneau d'âme et des quatre fers plats (ailes ou raidisseurs, fig. 12.35(b)). Nous supposons que le cadre formé de ces quatre barres, considérées

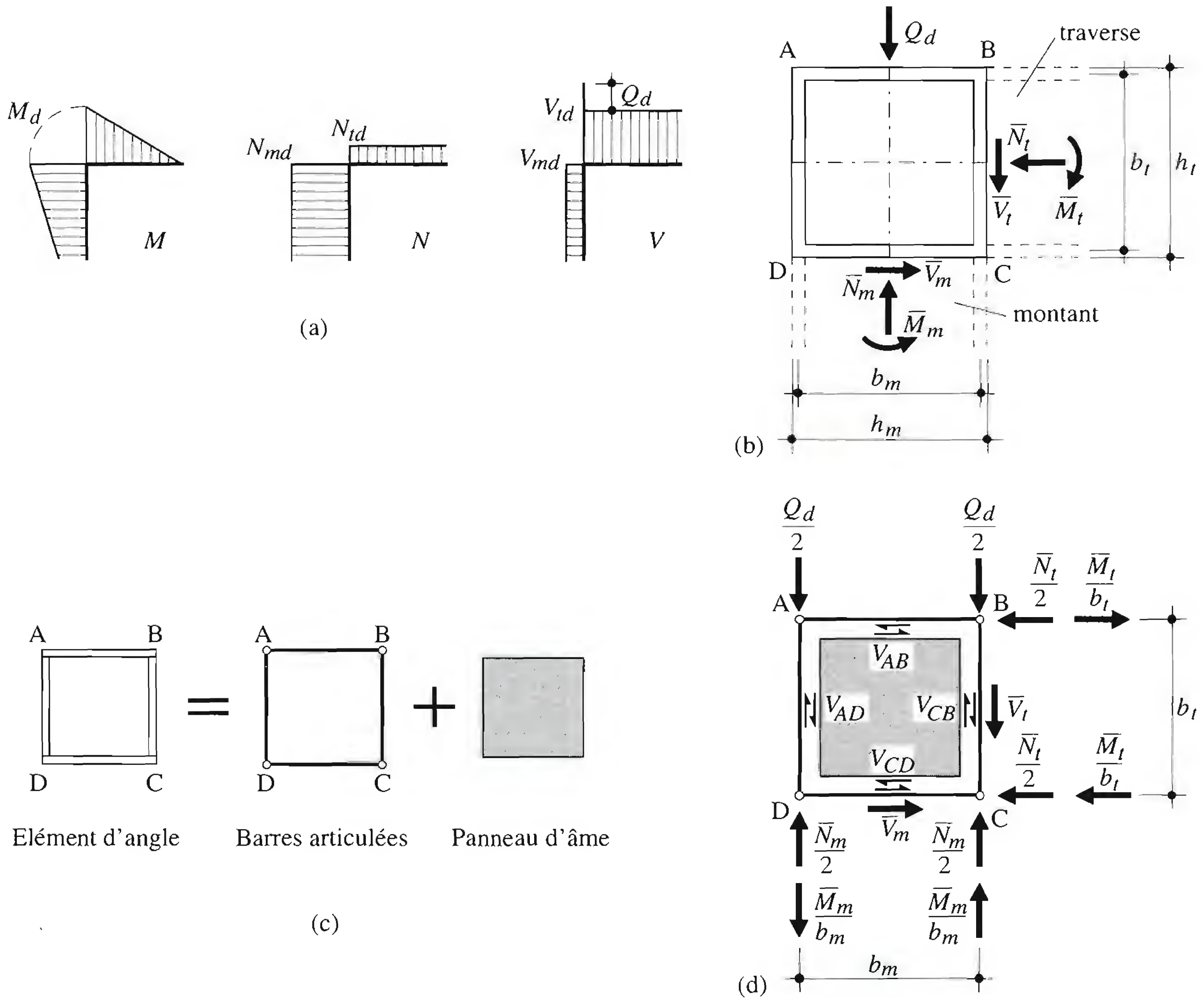


Fig. 12.35 Efforts dans un angle de cadre rigide et modèle de calcul.

comme infiniment rigides mais articulées entre elles aux angles, constitue un mécanisme chargé de reprendre les efforts normaux et que l'âme est un panneau chargé de reprendre les efforts tranchants (fig. 12.35(c)).

Nous ramenons les efforts s'exerçant aux axes théoriques du nœud sur les bords de l'élément d'angle, sans oublier les forces extérieures agissant directement sur l'angle (par exemple la réaction Q de la panne sablière, fig. 12.35(b)). On a :

dans la traverse

$$\bar{M}_t = M_d - (V_{td} - Q_d) \frac{h_m}{2} \quad (12.77)$$

$$\bar{N}_t = N_{td} \quad (12.78)$$

$$\bar{V}_t = V_{td} - Q_d \quad (12.79)$$

dans le montant

$$\bar{M}_m = M_d - \bar{V}_m \frac{h_t}{2} \quad (12.80)$$

$$\bar{N}_m = N_{md} \quad (12.81)$$

$$\bar{V}_m = V_{md} \quad (12.82)$$

Nous allons maintenant appliquer ces efforts de bord de l'angle sur le cadre en fers plats et sur le panneau d'âme (fig. 12.35(d)), en faisant les hypothèses suivantes :

- la charge extérieure Q_d est décomposée en deux demi-forces agissant sur les fers plats verticaux ;
- les moments de flexion sont remplacés par des couples de forces agissant sur les fers plats ;
- les efforts normaux sont décomposés en deux demi-forces agissant sur les fers plats ;
- les efforts tranchants sont transmis de l'âme des profilés aux fers plats adjacents.

En exprimant l'équilibre des forces agissant sur chacun des fers plats, on peut en tirer les forces de cisaillement agissant entre le panneau d'âme et le fer plat correspondant (le sens des flèches indique une valeur positive des forces, par exemple de A à B pour V_{AB}) :

$$V_{AB} = \frac{\bar{M}_t}{b_t} - \frac{\bar{N}_t}{2} \quad (12.83)$$

$$V_{CB} = -\frac{Q_d}{2} + \frac{\bar{M}_m}{b_m} + \frac{\bar{N}_m}{2} - \bar{V}_t \quad (12.84)$$

$$V_{CD} = \frac{\bar{M}_t}{b_t} + \frac{\bar{N}_t}{2} - \bar{V}_m \quad (12.85)$$

$$V_{AD} = \frac{Q_d}{2} + \frac{\bar{M}_m}{b_m} - \frac{\bar{N}_m}{2} \quad (12.86)$$

Le contrôle de l'équilibre du panneau (valeurs absolues des efforts) est le suivant :

$$\sum F_h = 0 \quad \Rightarrow \quad V_{AB} = V_{CD} \quad (12.87)$$

$$\sum F_v = 0 \quad \Rightarrow \quad V_{AD} = V_{CB} \quad (12.88)$$

$$\sum M = 0 \quad \Rightarrow \quad V_{AB} b_t = V_{AD} b_m \quad (12.89)$$

La résistance ultime au cisaillement du panneau d'âme d'épaisseur d_w est donnée par la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{aligned} V_{Rm} &= \frac{f_y}{\sqrt{3}} b_m d_w \\ V_{Rt} &= \frac{f_y}{\sqrt{3}} b_t d_w \end{aligned} \right\} \quad (12.90)$$

La norme SIA 161 donne, pour certains cas, des valeurs de la résistance V_R basées sur une étude expérimentale [publication SZS A4], qui peuvent être supérieures aux valeurs fournies par (12.90). Il est à noter que les raidisseurs BC et CD utilisés pour l'introduction des forces n'améliorent pas la résistance au cisaillement V_R .

La vérification de la sécurité structurale de l'angle de cadre consiste alors à s'assurer que :

$$V_{AB} = V_{CD} \leq \frac{V_{Rm}}{\gamma_R} \quad (12.91)$$

$$V_{AD} = V_{CB} \leq \frac{V_{Rt}}{\gamma_R} \quad (12.92)$$

Cette vérification permet de déterminer si l'épaisseur d_w de l'âme du profilé est suffisante. Si ce n'est pas le cas, il faut procéder à un renforcement.

Stabilité du panneau d'âme

En cas d'âme élancée, il est possible que la résistance ultime au cisaillement du panneau d'âme soit limitée par un critère de stabilité (voilement). Ce mode de ruine peut être évité si la condition d'élancement suivante, valable pour l'exemple d'un panneau d'âme carré, est respectée (TGC vol. 10, § 12.3.2):

$$\frac{b}{d} \leq 0.9 \frac{\sqrt{k}}{1.052} \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.6 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (12.93)$$

- b : la plus grande des deux valeurs b_m et b_t
- d : épaisseur d'âme d_w
- k : coefficient de voilement ($k = 9.34$ en cas de panneau carré cisailé appuyé librement sur ses quatre bords)

Si les conditions de résistance plastique ou de stabilité ne sont pas satisfaites, il faut soit diminuer les efforts V , soit augmenter la résistance V_R , ou les deux. On peut agir sur les efforts de cisaillement en *augmentant la hauteur statique b* , ce qui diminue le couple de forces M / b . Un des moyens d'améliorer la résistance au cisaillement V_R de l'âme est d'*augmenter son épaisseur d* . Un autre moyen de renforcer l'angle de cadre consiste à *raidir l'âme*. Examinons tour à tour ces différents moyens de renforcement.

Renforcement par augmentation de la hauteur statique

Un tel renforcement peut se faire par l'adjonction d'un gousset ou d'un jarret; la réalisation peut prendre des formes très diverses comme le montre la figure-12.36. On fera dans tous les cas attention aux forces de déviation, concentrées ou réparties, qui résultent des changements de direction des ailes. Il

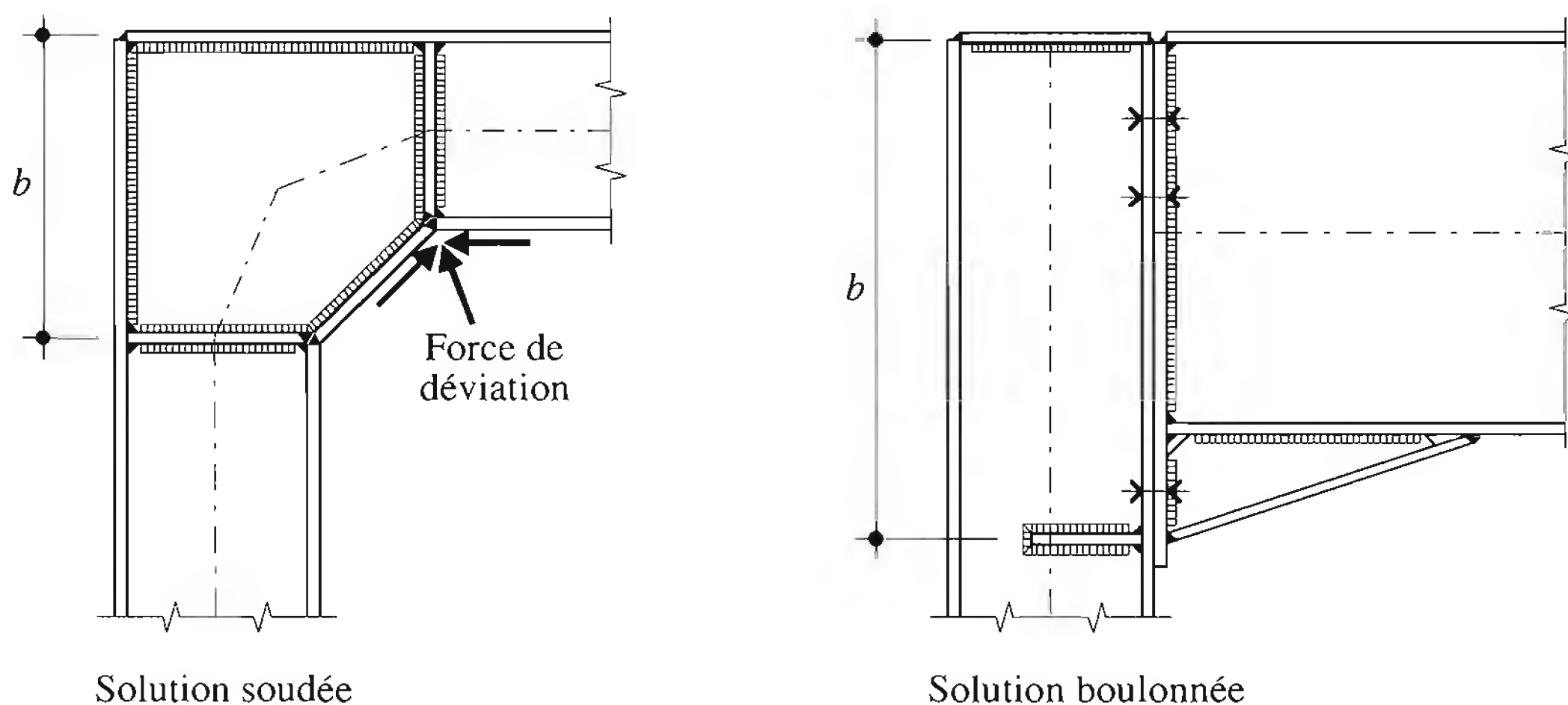


Fig. 12.36 Renforcement d'angles de cadre rigides par augmentation de la hauteur statique.

peut s'avérer nécessaire de renforcer l'âme par des raidisseurs à ces endroits. La figure 3.10(c) présente une autre solution de renforcement d'un angle de cadre rigide à traverse inclinée.

Renforcement par augmentation de l'épaisseur de l'âme

Ce type de renforcement peut se faire de plusieurs façons :

- en soudant des tôles supplémentaires sur l'âme du nœud, d'un seul côté ou des deux côtés (fig. 12.37(a)),
- en soudant des tôles sur le bord des ailes des profilés de façon à fermer l'angle de cadre (fig. 12.37(b)),
- en augmentant l'épaisseur de l'âme dans le cas d'une section composée à âme pleine (fig. 12.37(c)).

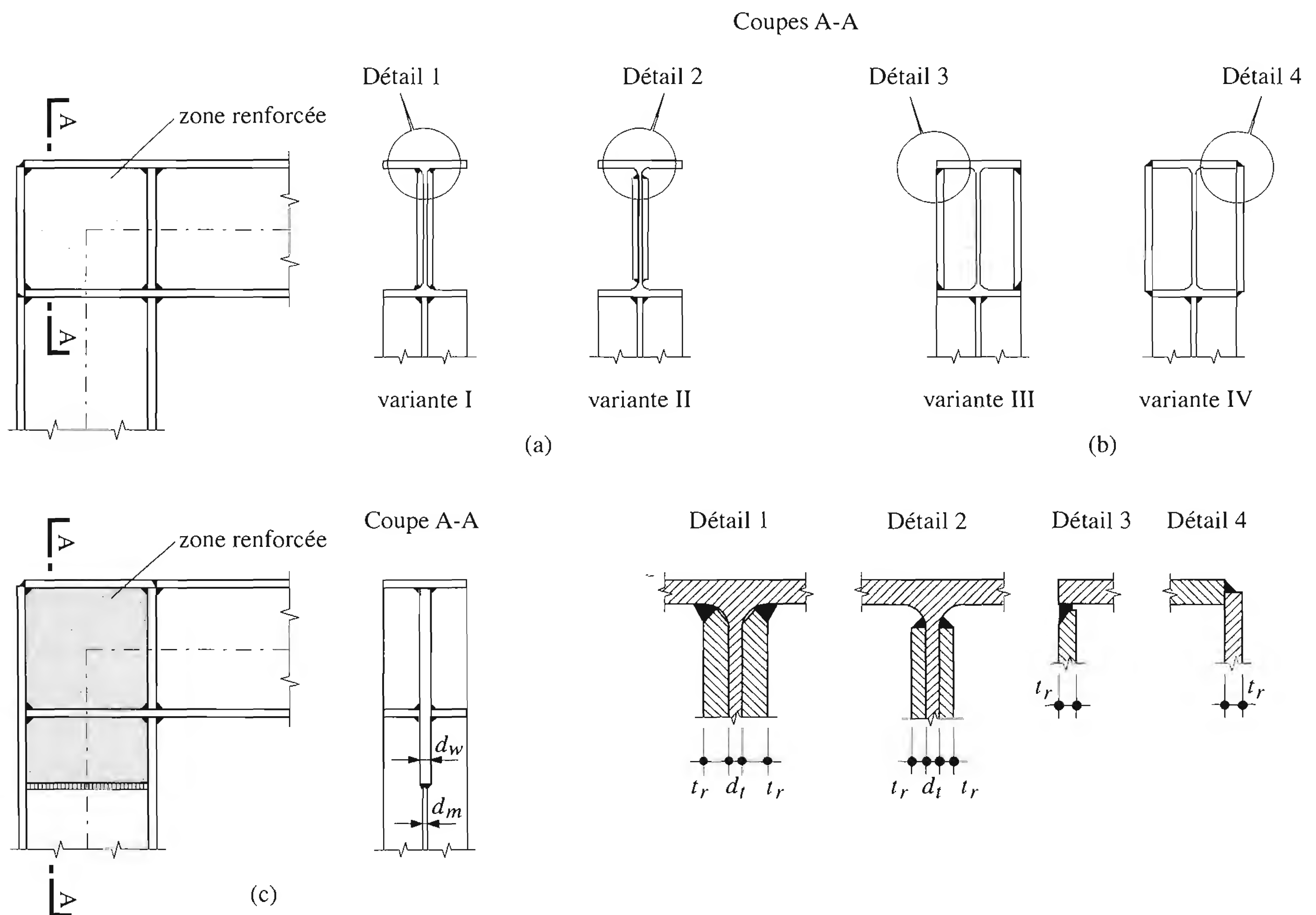


Fig. 12.37 Renforcement d'angles de cadre rigides par augmentation de l'épaisseur d'âme.

Tôles soudées sur le panneau d'âme. Pour augmenter la *résistance plastique* du panneau d'âme, la force de cisaillement doit être transmise de façon directe dans les parties renforcées. Les tôles de renfort doivent donc être soudées contre la face intérieure des semelles (fig. 12.37(a), variante I). Cette solution a l'avantage d'éloigner la soudure de la zone de ségrégation qui se trouve à la jonction âme-aile du

profilé, bien qu'elle nécessite l'emploi de tôles plus épaisses que le minimum requis, à cause du congé de raccordement du profilé. Lorsque c'est le *voilement* qui est déterminant (en cas d'âme élancée), la variante II peut être utilisée. Il faut toutefois relever que le rétrécissement de la section au-dessus de la soudure engendre de fortes contraintes résiduelles de traction.

Tôles soudées sur le bord des ailes. Cette solution (fig. 12.37(b)) est meilleure, car la soudure est alors située complètement en dehors de la zone de ségrégation. Cependant, cette disposition n'est pas réalisable lorsque l'angle de cadre comporte un assemblage boulonné, la pose des boulons n'étant plus possible. La variante IV est la plus facile à réaliser car le découpage de la tôle dépend moins des tolérances de laminage du profilé et ne nécessite pas d'ajustement à la géométrie exacte; d'autre part, la soudure ne nécessite aucun chanfrein. Notons que la valeur des efforts tranchants transmis par l'âme et ses renforts est, d'une façon approchée, proportionnelle aux sections de ces éléments.

En cas de renforcement de l'angle de cadre par augmentation de l'épaisseur de l'âme, on introduira comme l'épaisseur d_w dans les formules (12.90) la somme des épaisseurs des tôles mises en place, à savoir $d_w = 2t_r + d_t$.

Changement de tôle. En cas de profils composés à âme pleine, il est relativement aisé de prévoir un changement de l'épaisseur de la tôle de l'âme seulement (fig. 12.37(c)). Il est préférable d'effectuer le changement d'épaisseur à l'extérieur de l'angle de cadre pour éviter une trop grande concentration de cordons au droit des raidisseurs.

Renforcement par raidissement de l'âme

Le renforcement par raidissement de l'âme consiste le plus souvent en deux raidisseurs disposés en diagonale dans le sens de la bielle de compression, de part et d'autre de l'âme (fig. 12.38). Le rôle de ces raidisseurs est double:

- d'une part rigidifier l'âme, c'est-à-dire prémunir contre un voilement de celle-ci sous l'effet de la compression oblique;
- d'autre part équilibrer une partie des forces agissant dans l'angle de cadre, à la manière d'une diagonale de treillis.

Reprenons le modèle de calcul illustré à la figure 12.35. Dans ce modèle, l'âme est un panneau chargé de reprendre les efforts de cisaillement. Les raidisseurs peuvent être maintenant dimensionnés pour reprendre soit uniquement la part de l'effort que l'âme ne peut pas supporter, soit la totalité de l'effort (il est en effet peu important que les raidisseurs soient légèrement surdimensionnés). De même, on peut surdimensionner les raidisseurs en se basant sur le moment sollicitant le plus grand possible, qui de toute façon ne peut pas dépasser le moment plastique M_{pl} de la barre la plus faible ($M_{pl,t}$ de la traverse ou $M_{pl,m}$ du montant). Ceci a avant tout pour avantage de fournir des formules de dimensionnement simples et indépendantes des efforts intérieurs effectifs.

La figure 12.38 montre le panneau d'âme raidi ainsi que les forces agissant sur ce panneau. La résultante V_{CD} selon (12.85) doit être équilibrée par la résistance au cisaillement V_{Rm} du panneau d'angle et par la composante horizontale de la résistance à la compression N_r de la paire de raidisseurs, soit:

$$V_{CD} \leq \frac{V_{Rm} + N_r \cos \theta}{\gamma_R} \quad (12.94)$$

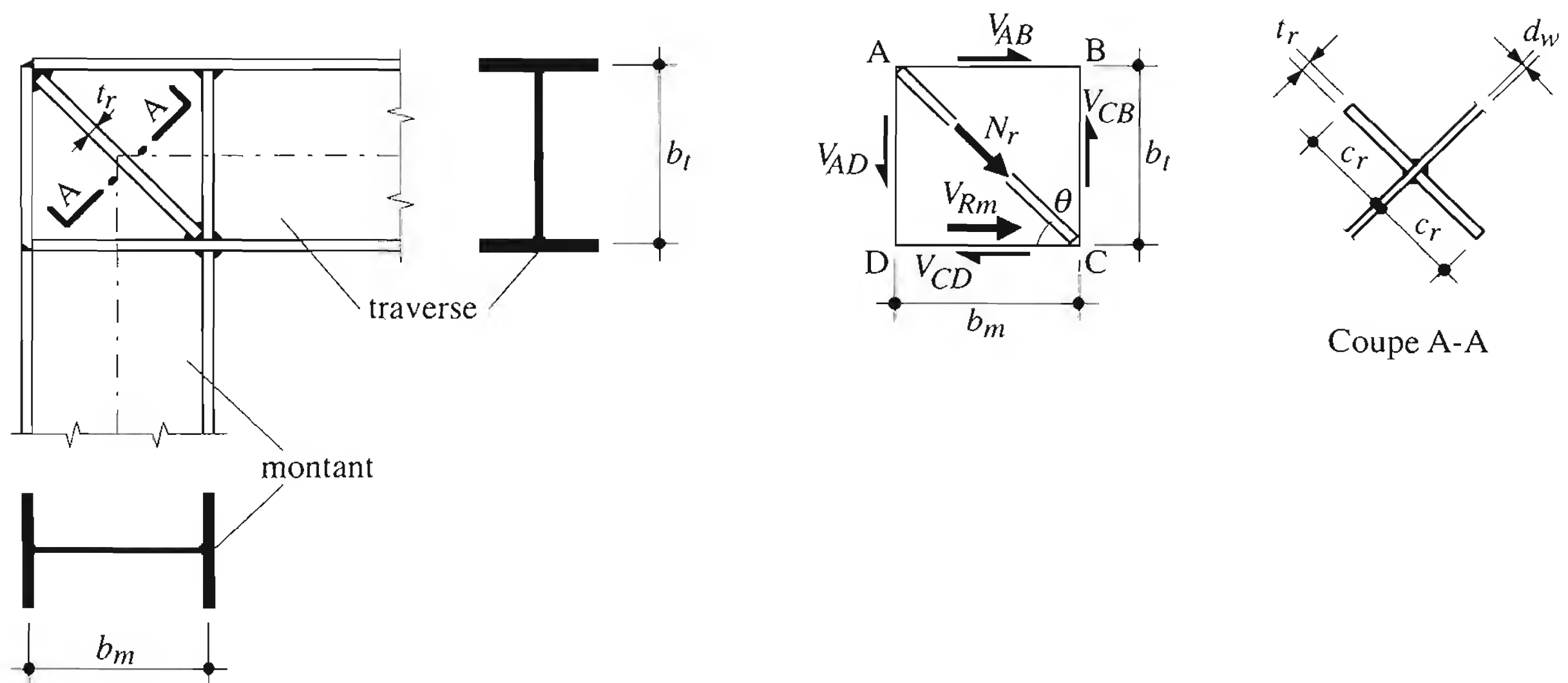


Fig. 12.38 Angle de cadre rigide avec raidisseur en diagonale.

N_r : résistance ultime à la compression des raidisseurs ($N_r = f_y A_r$)

A_r : aire de la section des raidisseurs ($A_r = 2 c_r t_r$)

En égalant (12.85) et (12.94) et en remplaçant N_r par $f_y A_r$, on trouve la section A_r des raidisseurs nécessaire à la reprise du cisaillement horizontal:

$$A_r \geq \frac{\left(\frac{\bar{M}_t}{b_t} + \frac{\bar{N}_t}{2} - \bar{V}_m \right) \gamma_R - V_{Rm}}{f_y \cos \theta} \quad (12.95)$$

Il est possible de simplifier cette équation en admettant:

- qu'en général, le terme $\frac{\bar{N}_t}{2} - \bar{V}_m$ est faible par rapport à $\frac{\bar{M}_t}{b_t}$ et peut être négligé,
- que \bar{M}_t atteint $\frac{M_{pl}}{\gamma_R}$,
- que la résistance ultime au cisaillement du panneau vaut $V_{Rm} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} b_m d_w$,

Alors:

$$A_r \geq \frac{1}{\cos \theta} \left(\frac{M_{pl}}{f_y b_t} - \frac{b_m d_w}{\sqrt{3}} \right) \quad (12.96)$$

On choisira les dimensions c_r et t_r du raidisseur de façon à éviter tout problème de voilement local (voir par exemple les conditions d'élancement à respecter données dans le TGC vol. 10 (tab. 12.20) et dans la norme SIA 161, tab. 3), le raidisseur d'élancement c_r / t_r étant analogue à une aile comprimée d'élancement c / t . En négligeant la contribution de la résistance au cisaillement de l'âme, on trouve une valeur t_r égale à environ 1.4 fois l'épaisseur de l'aile de la traverse t_t pour $\theta = 45^\circ$ et pour $c_r \cong c_t \cong c_m$.

12.6 Pieds de montant

12.6.1 Principes

Cette section traite les détails de construction de pieds de montant ainsi que les principes de vérification de ces éléments. Nous avons vu à la section 11.2 que les systèmes statiques adoptés pour les cadres de halle comportent la plupart du temps soit des pieds articulés, soit des pieds encastrés. Dans les deux cas, il faut s'assurer que la conception de détail respecte les hypothèses de calcul. La figure 12.39 rappelle les deux types de pied de montant articulé et encastré (voir aussi chap. 3, fig. 3.9). Que le montant soit simple (profil à double té par exemple) ou composé (montant à treillis, à étrésillons), son pied est muni la plupart du temps d'une plaque de base destinée à transférer les efforts de réaction du montant dans le béton de fondation. Des tiges d'ancrage sont nécessaires pour maintenir le montant en position, pour résister au soulèvement le cas échéant ainsi que pour créer un encastrement du montant dans la fondation.

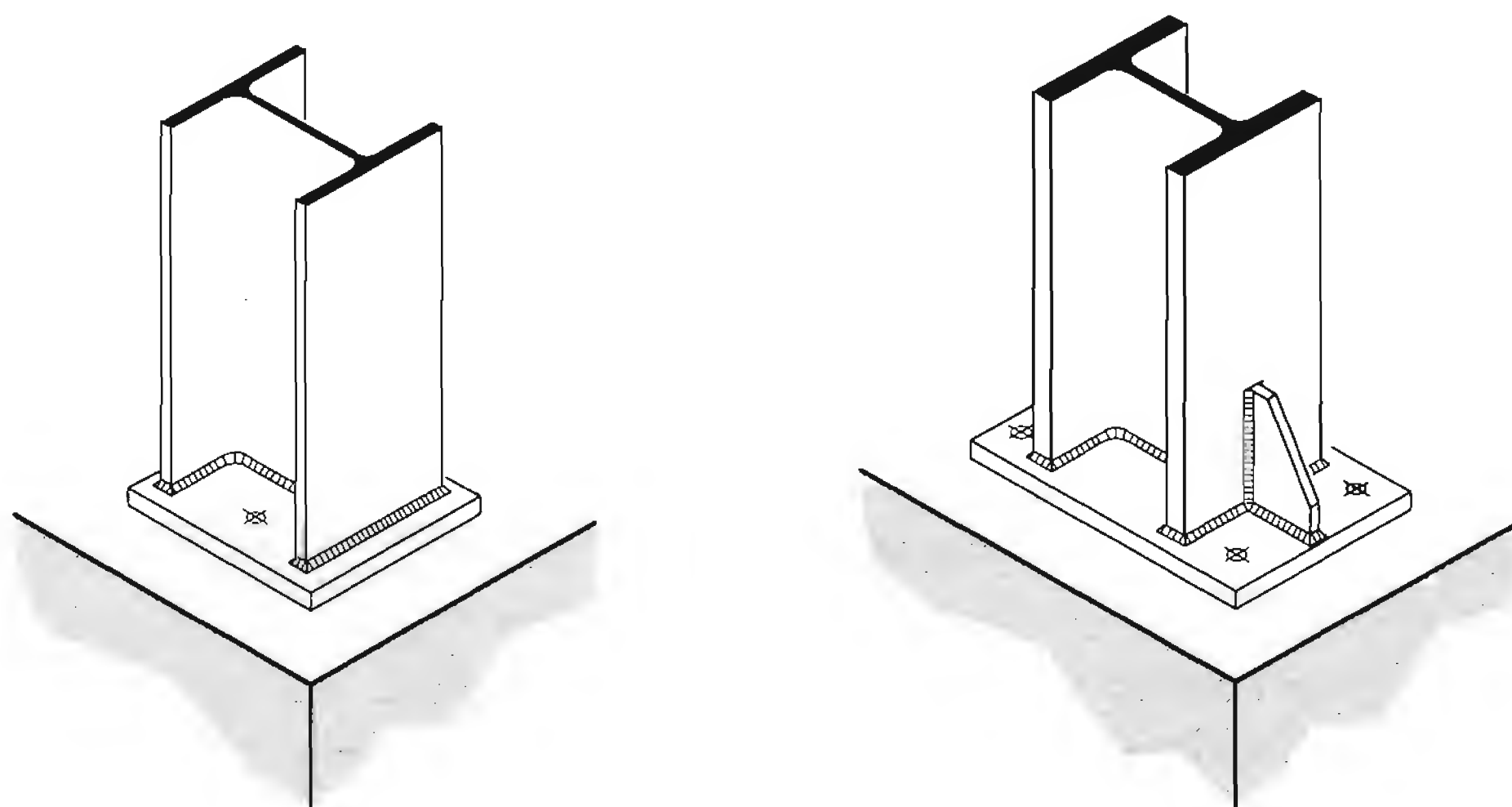


Fig. 12.39 Pieds de montant articulés et encastrés.

L'implantation d'une ossature métallique doit se faire d'une façon très précise; la norme SIA 161 prévoit une tolérance de 10 mm dans chaque direction. Il est donc très important que le dispositif de fixation des montants sur une fondation garantisse cette précision. L'emplacement d'une plaque de base d'un montant est défini par six paramètres: les deux coordonnées en plan, l'élévation, les deux inclinaisons et la rotation par rapport à l'axe vertical. Comme en général il est pratiquement impossible de garantir le positionnement exact du montant au moment du bétonnage de la fondation, il est nécessaire de procéder en une ou plusieurs opérations. Nous donnons ici quelques exemples des nombreuses et différentes façons de procéder pour la mise en place des montants.

Une procédure applicable aux pieds de montant articulés consiste à utiliser une plaque d'assise, scellée dans le béton de fondation, et qui sert aussi de gabarit de maintien des tiges de fixation du montant (fig. 12.40(a)). Cette plaque est mise en place, dans un évidement réservé à cet effet, de façon parfaitement horizontale et à son niveau exact à l'aide d'écrous, puis soudée sur l'armature de la fondation avec des pattes de fixation. Après scellement de la plaque d'assise, le montant du cadre peut être placé et réglé en plan grâce aux trous agrandis de la plaque de base. Le scellement est réalisé par remplissage de l'évidement avec du béton ou du mortier spécial dont la résistance est égale ou supérieure à celle du béton de fondation. Lors du scellement de grandes plaques, il faut prévoir un ou

deux trous dans la plaque d'assise pour l'introduction du mortier et l'évacuation de l'air. Une autre procédure, applicable aux montants de petites dimensions, consiste à sceller la plaque d'assise à l'aide de chevilles d'ancrage posées après exécution de la fondation (fig. 12.40(b)) ou à présceller une plaque comportant des goujons d'ancrage et sur laquelle on viendra souder une cornière de fixation après positionnement du montant (fig. 12.40(c)).

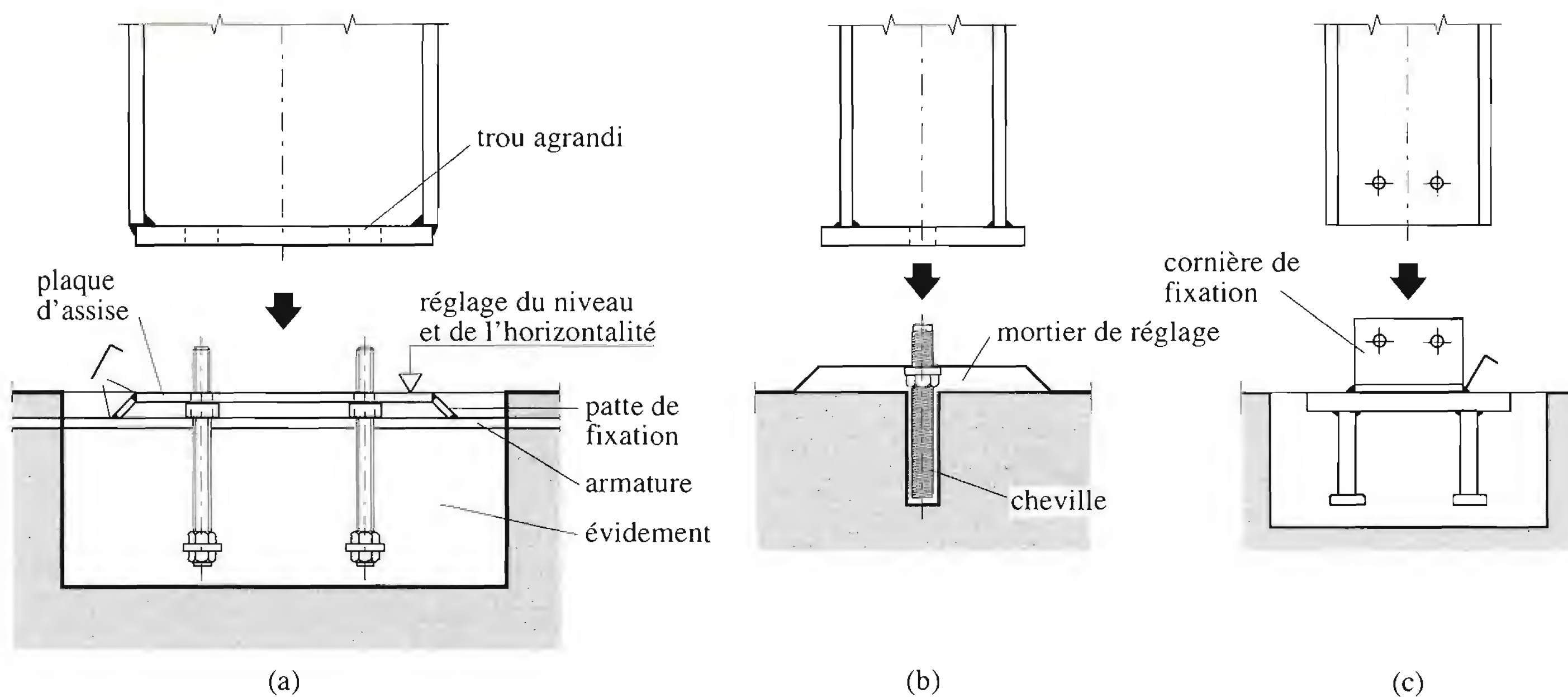


Fig. 12.40 Procédure de mise en place des montants à pied articulé.

A partir de la première procédure décrite ci-dessus, il est possible de concevoir la fixation d'un pied de montant encastré à l'aide de tiges d'ancrage (fig. 12.41(a)). En conservant un espace entre la plaque préscellée et la plaque de base, il est possible de régler de façon très précise le niveau du montant au moyen d'écrous. Si, pour des raisons d'esthétique ou pour réduire l'encombrement au sol, on désire dissimuler la plaque de base, on peut simplement abaisser le niveau d'implantation du montant. Une autre

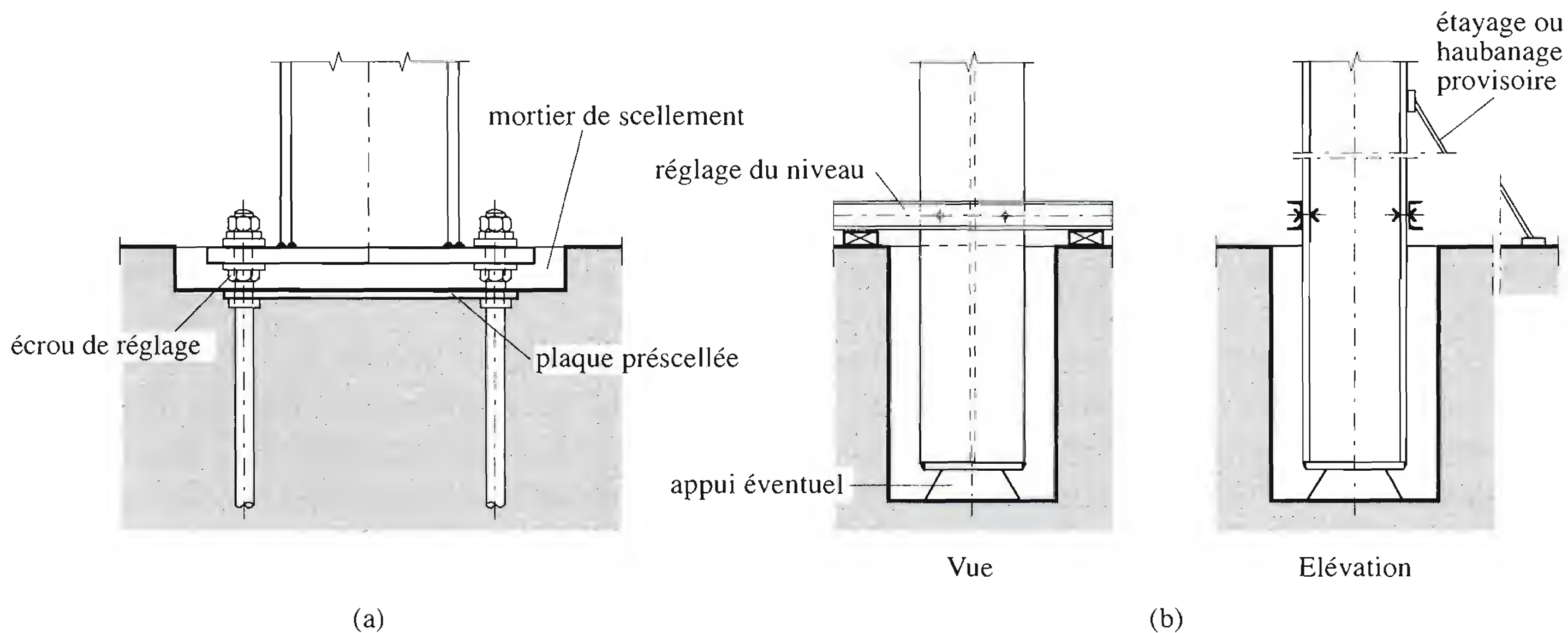


Fig. 12.41 Procédure de mise en place des montants à pied encastré.

procédure consiste à encastrer de façon directe le montant dans le massif de fondation (fig. 12.41(b)). Cette procédure a l'avantage d'exiger peu de travail en atelier, mais elle nécessite le coffrage de l'évidement, un dispositif de réglage du niveau du montant ainsi qu'un étayage du montant, opération qui provoque une interruption du montage de la charpente pendant la phase de scellement. Enfin, il faut relever qu'un tel encastrement nécessite une surlongueur du montant et que le réglage n'est plus possible après le bétonnage.

12.6.2 Transmission des efforts dans le béton

Le problème principal posé par la transmission des efforts de l'ossature en acier dans le béton est lié aux grandes différences de comportement entre ces deux matériaux. Pour rappeler des ordres de grandeur, on peut dire que l'acier est environ dix fois plus résistant que le béton et a un module d'élasticité cinq fois plus élevé que le module instantané du béton (sans effets de retrait ou de fluage). Les dimensions des profilés métalliques sont, en conséquence, beaucoup plus petites que celles du massif en béton. La transmission doit donc se faire par l'intermédiaire d'un élément qui a pour rôle de répartir les efforts du montant sur une surface de béton plus grande que celle de la section métallique. Le moyen le plus simple de réaliser cette répartition est la plaque de base.

Pressions d'appui

Considérons une plaque reposant sur un massif de béton soumise à une force résultante N (fig. 12.42) et admettons que le béton soit élastique, isotrope et de dimensions infinies. Les pressions d'appui σ entre la plaque d'assise et le béton ne sont pas uniformes. Elles ont une valeur maximale σ_{max} sous la force N et sont plus faibles sur les bords de la plaque en raison de la relative souplesse de cette dernière.

Les coupes de la figure 12.42 montrent schématiquement l'influence de la rigidité de la plaque sur la répartition des pressions, caractérisée par le rapport entre la pression maximale σ_{max} et la pression

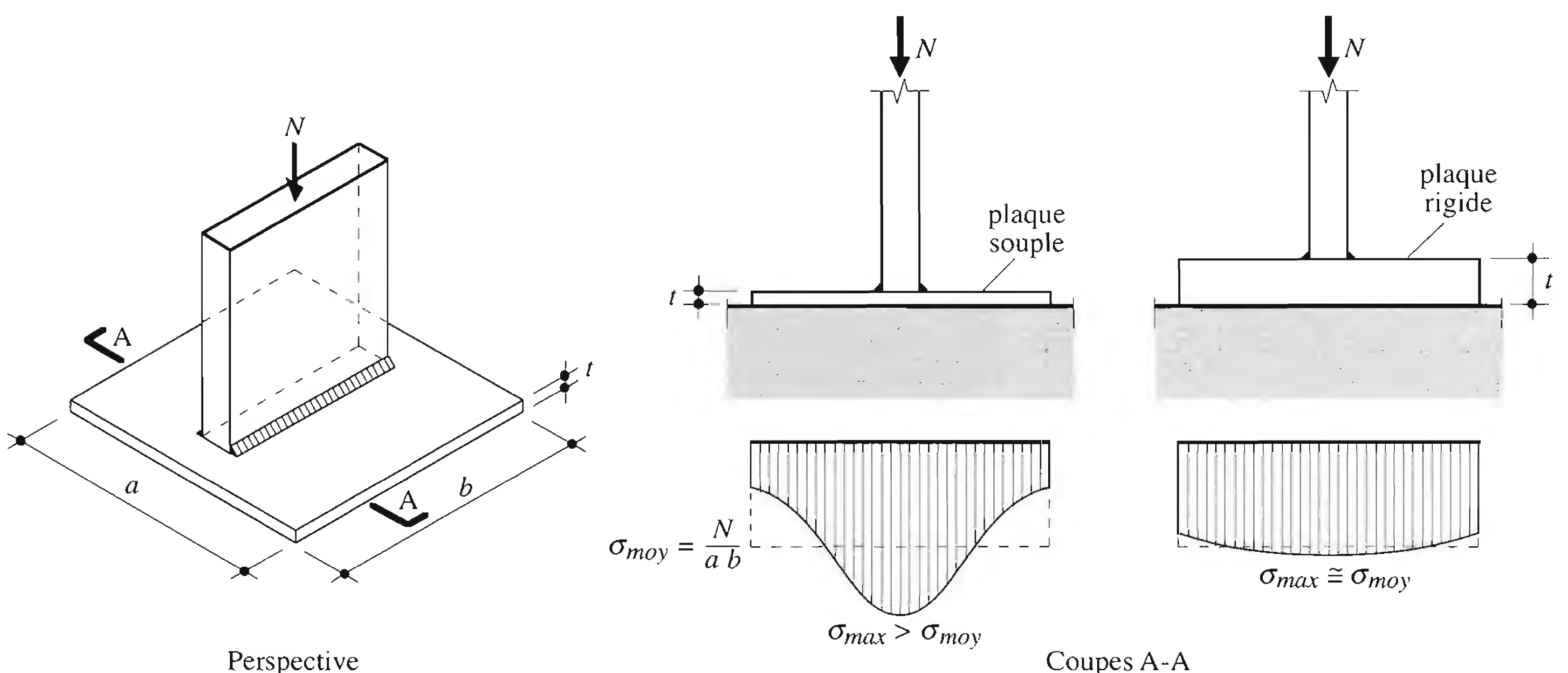


Fig. 12.42 Pressions d'appui sous une plaque de base.

moyenne σ_{moy} . Si la plaque est souple, ce rapport sera grand, donc σ_{max} sera grand. Au contraire, si la plaque est rigide, la pression maximale sera plus faible, proche de la valeur moyenne σ_{moy} . La détermination exacte de la répartition des pressions sous la plaque est complexe, puisqu'il s'agit de tenir compte de la compatibilité des déformations d'une plaque et d'un massif tridimensionnel. D'autre part, la répartition de la force sur la plaque est définie par la forme de la section du montant. En présence de deux plaques superposées (plaque de base et plaque d'assise), on peut tenir compte de la diffusion des efforts de réaction du montant à travers les deux plaques.

Nous donnons ci-dessous un modèle simple tiré de l'Eurocode 3 permettant d'évaluer une *surface portante* efficace d'une plaque reposant directement sur le béton. La vérification de la sécurité structurale consiste à s'assurer :

- d'une part que la valeur de dimensionnement de la pression sur le béton ne dépasse pas la résistance du béton ;
- d'autre part que la résistance de la plaque de base elle-même est suffisante.

Surface portante

Nous admettons que les contraintes sur le béton sont réparties de façon uniforme sur une surface restreinte, la *surface portante*. La figure 12.43(a) montre la surface portante à adopter dans le cas d'un montant en profil à double té soumis à un effort de compression centré. Elle est composée de la

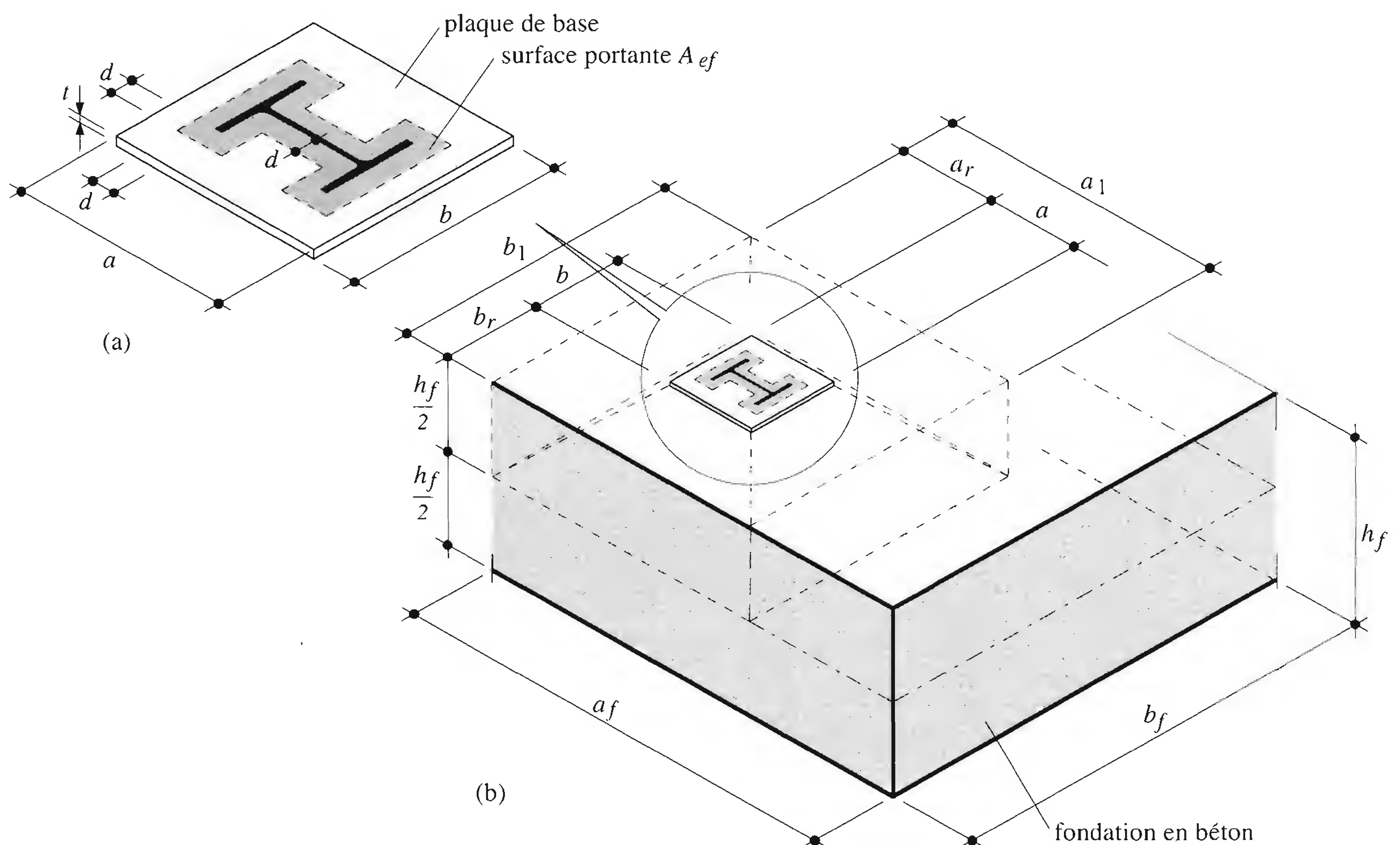


Fig. 12.43 Surface portante sur fondation en béton

surface du profil et d'un débord d situé sur son pourtour. Ce débord d dépend des paramètres suivants :

- le type de béton (f_c),
- la nuance d'acier de la plaque de base (f_y),
- les dimensions de la plaque de base (a, b, t),
- les dimensions de la fondation (a_f, b_f, h_f),
- la position de la plaque de base sur la fondation (a_r, b_r),
- le facteur de concentration k_c ,
- les facteurs de résistance ($\gamma R_a, \gamma R_c$).

L'expression du débord d vaut :

$$d = t \sqrt{\frac{f_y / \gamma R_a}{2 k_c f_c / \gamma R_c}} \quad (12.97)$$

Le facteur de concentration k_c est une relation entre la surface de la plaque de base ($a b$) et une surface fictive ($a_1 b_1$) située à mi-hauteur du béton de fondation (fig. 12.43(b)) :

$$k_c = \sqrt{\frac{a_1 b_1}{a b}} \quad (12.98)$$

- a_1 : longueur de la surface fictive ($a_1 = \min [a + 2 a_r; 5 a; a + h_f; 5 b_1 \geq a]$)
 b_1 : largeur de la surface fictive ($b_1 = \min [b + 2 b_r; 5 b; b + h_f; 5 a_1 \geq b]$)

Les valeurs de k_c comprises entre 1.0 et 2.0 correspondent à une fondation trapue (fig. 12.44(a)) et les valeurs supérieures à 3.5 à une fondation élancée (fig. 12.44(b)).

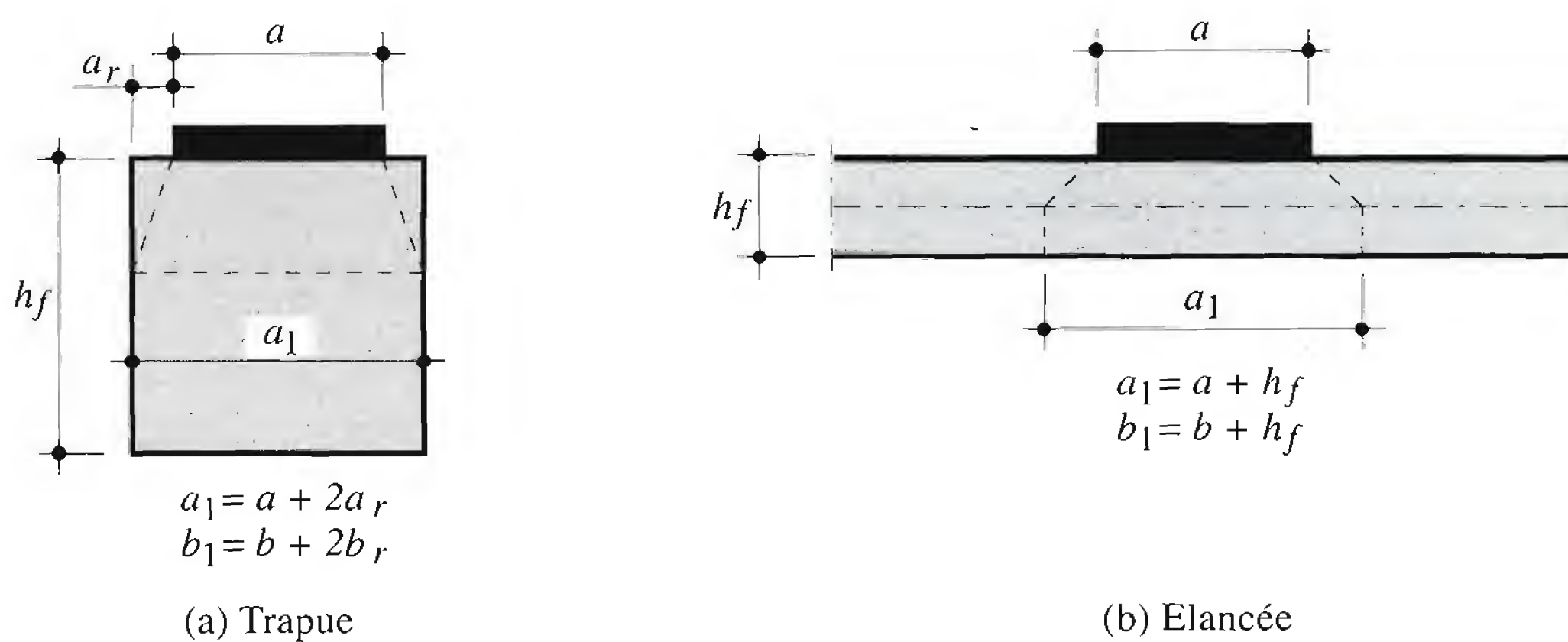


Fig. 12.44 Types de fondation.

Les abaques de la figure 12.45 donnent, pour les deux aciers de construction courants S235 et S355 et pour différents types de béton, le quotient du débord d par l'épaisseur de la plaque t en fonction du coefficient de concentration k_c .

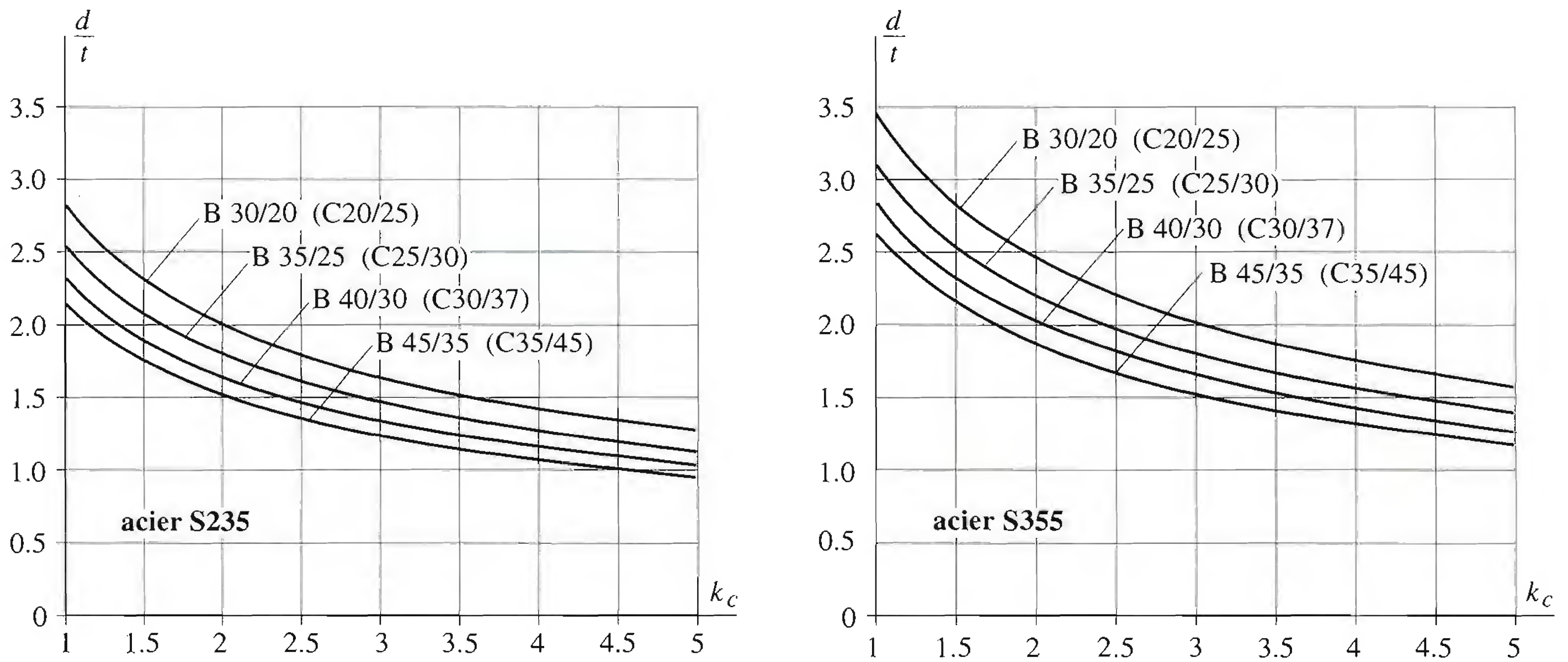


Fig. 12.45 Abaques permettant de déterminer le débord d .

Vérifications

Les principes de vérification de la sécurité structurale du transfert des efforts du montant à la fondation sont les suivants (fig. 12.46):

- *Vérification du béton*: la compression maximale sur le béton (fig. 12.46(a)) doit être limitée à la résistance sous pression localisée (le modèle de calcul est basé sur une résistance plastique du béton):

$$\sigma_{moy,d} = \frac{N_d}{A_{ef}} \leq \frac{f_{c,sup}}{\gamma R_c} \quad (12.99)$$

N_d : valeur de dimensionnement de l'effort normal de compression centré

A_{ef} : surface portante

$\sigma_{moy,d}$: valeur de dimensionnement de la compression moyenne sous la plaque

$f_{c,sup}$: valeur de calcul de la résistance locale à la compression

γR_c : facteur de résistance relatif aux structures en béton

La résistance locale à la compression $f_{c,sup}$ peut être admise plus grande que f_c si les deux conditions d'introduction des forces suivantes sont remplies:

- il existe tout autour de la surface de contact une bande de béton non chargée, d'une largeur (a_r ou b_r) au moins égale à 1/3 de la plus petite dimension de la surface de contact (a ou b);
- une armature locale ancrée de manière suffisante est prévue pour reprendre les forces latérales de traction du béton (le béton bénéficie donc d'un effet de frette).

Si ces conditions ne sont pas remplies, on se basera sur la contrainte limite habituelle f_c . La norme SIA 162 donne comme valeur de calcul de $f_{c,sup}$:

$$f_{c,sup} = 0.65 f_{cw,j} \sqrt{\frac{a_1 b_1}{a b}} \leq 1.8 f_{cw,j} \quad (12.100)$$

- $f_{cw,j}$: résistance minimale à la compression sur cube au moment de la mise en charge ($j \leq 28$)
 $a_1 b_1$: surface fictive à considérer, dont le centre géométrique coïncide avec celui de la surface de la plaque (avec $a_1 \leq 3a$, $b_1 \leq 3b$)
 $a b$: surface de la plaque de base

- *Vérification de la plaque*: la résistance limite élastique à la flexion de la plaque de base (fig. 12.46(b)) doit être supérieure au moment de flexion dû au porte-à-faux (le modèle de calcul adopté pour le calcul de la surface portante est basé sur un comportement élastique de la plaque):

$$M_d = R_d e \leq \frac{M_{el}}{\gamma_{Ra}} \quad (12.101)$$

avec

$$R_d = \sigma_{moy,d} d b_{ef} \quad (12.102)$$

- b_{ef} : largeur efficace de la plaque (fig. 12.46)
 e : bras de levier de la résultante R_d des contraintes $\sigma_{moy,d}$
 M_{el} : moment résistant élastique de la plaque de base ($M_{el} = f_y W$)
 W : module de résistance de la plaque ($W = b_{ef} t^2 / 6$)
 t : épaisseur de la plaque de base
 γ_{Ra} : facteur de résistance relatif aux structures en acier

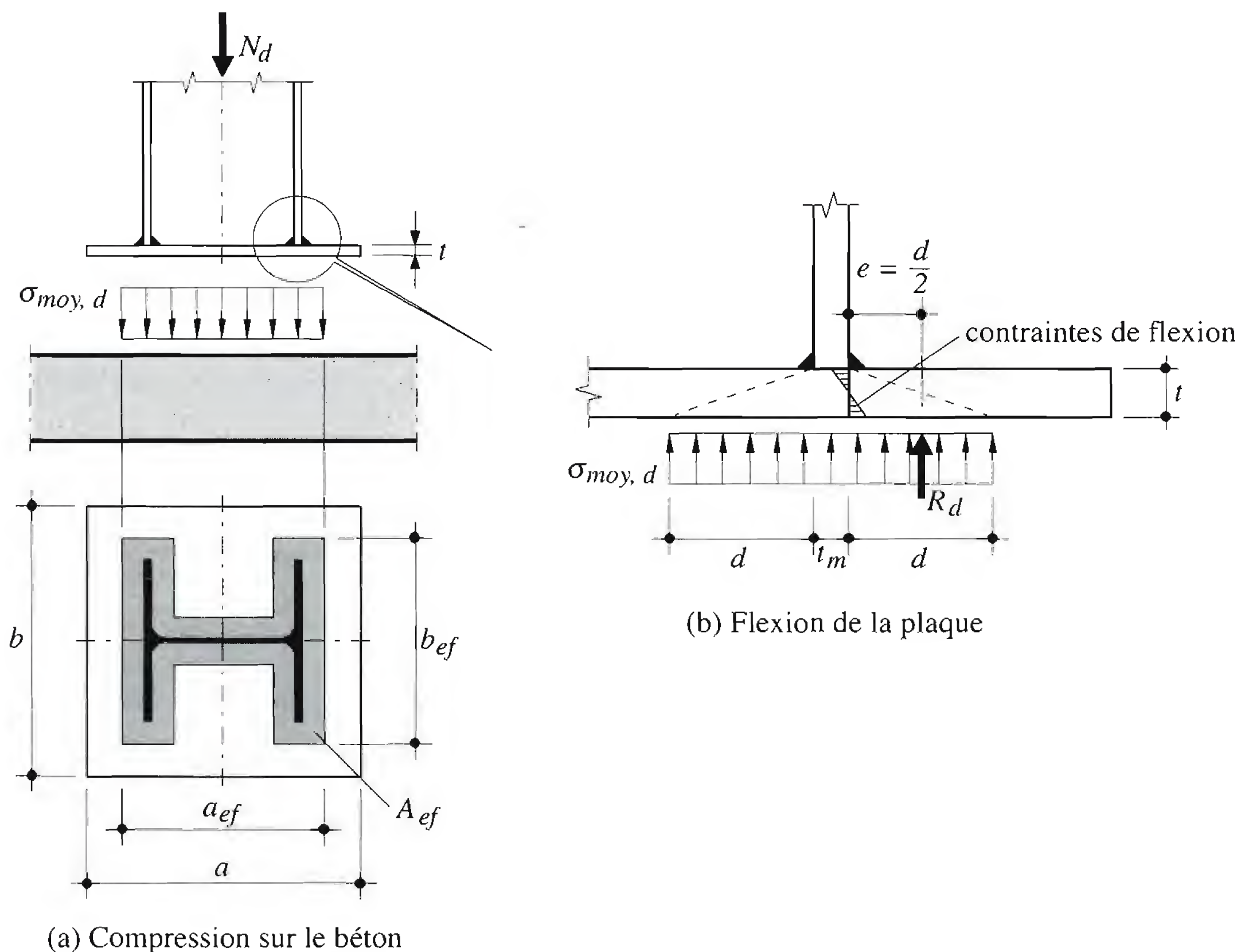


Fig. 12.46 Transfert des efforts entre le montant et la fondation.

12.6.3 Pieds de montant articulés

Le pied de montant articulé doit pouvoir transmettre un effort normal N et un effort tranchant V . Il doit également être à même de subir une certaine rotation, sans qu'il en résulte l'introduction d'un important moment de flexion non souhaité dans la structure.

L'effort normal agit essentiellement sur la fondation dans le sens de la compression, mais ce sens peut aussi être inversé sous l'effet de la dépression due au vent si la structure est légère. En cas de compression, le contact entre le montant et la plaque de base est direct et des cordons de soudure minimaux peuvent être choisis en fonction des épaisseurs des tôles (voir norme SIA 161, chiffre 3 243 14). En cas de traction en revanche, on choisit des détails de construction adéquats, qui sont le plus souvent des tiges d'ancrage (fig. 12.40(a)). Les cordons de soudure et les tiges d'ancrages doivent être vérifiés pour les efforts à transmettre.

L'effort tranchant peut être transmis soit directement par butée du montant sur le béton, soit par l'intermédiaire de bèches (pièces métalliques cisailées): tiges d'ancrage, profilé, fer rond, etc. (fig. 12.40(b)). Tous ces éléments, ainsi que les cordons de soudure correspondants, doivent être vérifiés au cisaillement. Même dans le cas où l'effort tranchant est théoriquement nul, le pied de montant doit être conçu de façon à garantir la géométrie de l'ouvrage et à ne pas se déplacer sous l'effet du moindre choc.

L'angle de rotation nécessaire du pied de montant dépend du système statique de la structure et des charges qui lui sont appliquées. En général, plus le montant est appelé à participer à la résistance d'ensemble par effet cadre, plus la rotation nécessaire est grande. La figure 12.47 montre deux cas extrêmes. Dans le cas d'un cadre de halle non tenu latéralement, l'effet cadre est important, aussi bien pour les charges verticales que pour les charges horizontales. En revanche dans le cas d'une structure de bâtiment à étages, le vent est repris avant tout par le contreventement. Seule la charge utile au premier étage crée un moment en tête de montant, donc une rotation au pied, qui est relativement faible.

En cas de montants fortement sollicités, les surfaces portantes nécessaires peuvent être relativement grandes par rapport à la surface délimitée par les dimensions extérieures du montant. Les plaques de base devraient alors être très épaisses pour assurer la bonne diffusion des efforts. Une variante consiste à rigidifier la plaque au moyen de raidisseurs, comme le montre la figure 12.48(a), ou à créer une véritable poutre de répartition à l'aide de deux profilés laminés liés entre eux et raidis (fig. 12.48(b)). Il est également possible de disposer plusieurs poutres croisées et superposées, en forme de pyramide. Cette grille de poutres constitue ainsi une plaque de très grande «épaisseur» t permettant d'égaliser la

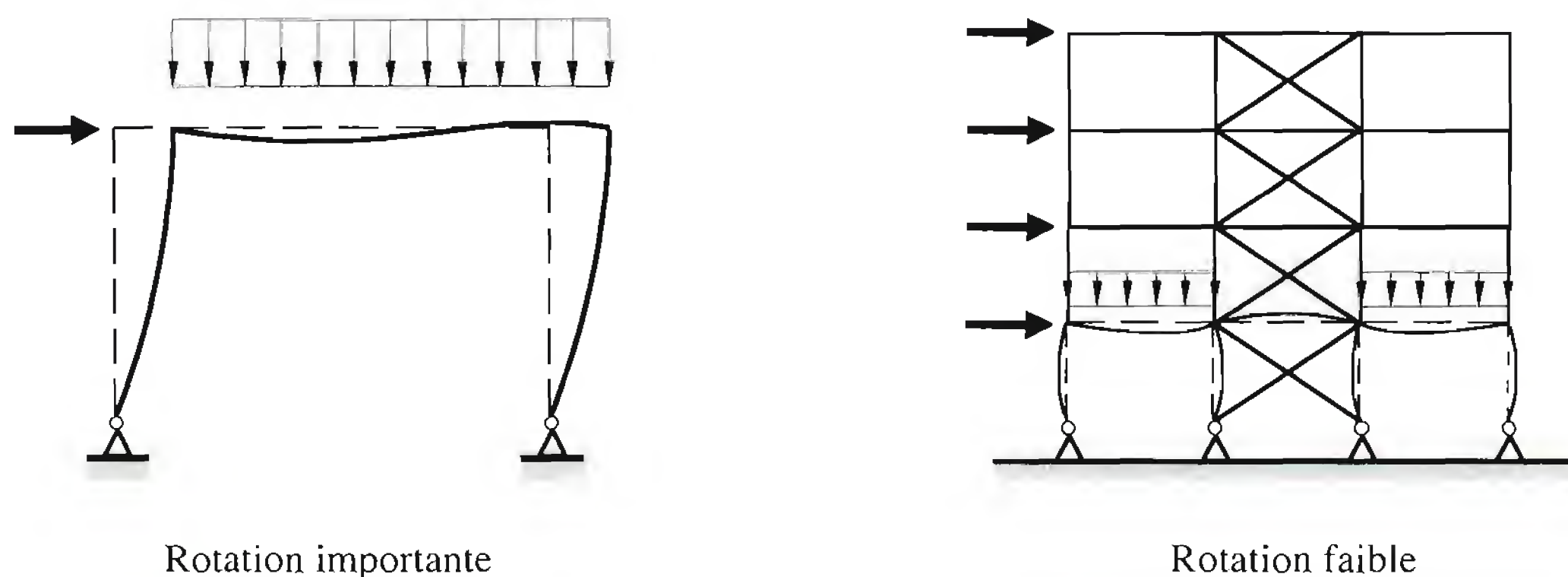


Fig. 12.47 Rotation des pieds de montant articulés.

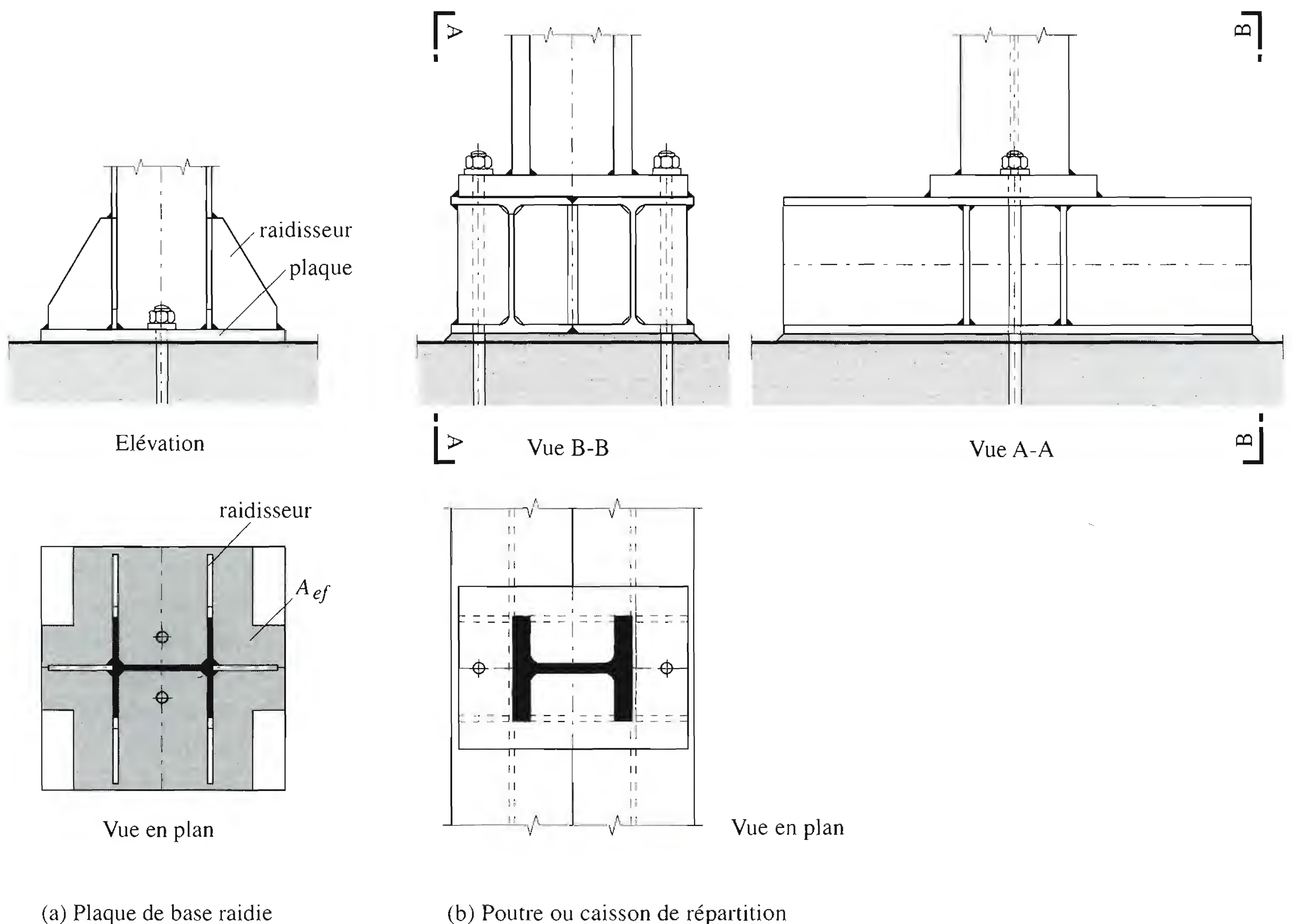


Fig. 12.48 Pieds de montant fortement sollicités.

pression sur toute la surface d'appui. Ces grilles sont souvent noyées dans la masse de béton et s'appliquent essentiellement aux bâtiments-tours.

12.6.4 Pieds de montant encastrés

Le pied de montant encastré doit pouvoir transmettre, en plus de l'effort normal N et de l'effort tranchant V , un moment de flexion M . Contrairement à l'articulation, il doit limiter au maximum la rotation afin que le moment d'encastrement prévu puisse être atteint. Le plus souvent, le moment agit selon l'axe fort de la section tandis que le montant peut être articulé selon l'axe faible. Dans d'autres cas, il faut réaliser l'encastrement selon les deux directions (flexion gauche). Nous distinguerons deux méthodes d'encastrement des pieds de montant :

- *encastrement avec dispositif d'ancrage* (fig. 12.41(a)) : le moment d'encastrement est repris par un couple de forces, l'une provenant de la compression d'une zone de béton, l'autre étant fournie par la traction de tiges métalliques ancrées ;
- *encastrement direct* (fig. 12.41(b)) : le montant est scellé directement dans le béton ou dans un évidement prévu à cet effet ; le moment est repris par le couple des forces de butée sur le béton.

Encastrement avec dispositif d'ancrage

La figure 12.49 montre un exemple schématique d'un tel encastrement. Le calcul du flux des forces du montant à la fondation peut être fait par analogie avec une section en béton armé sollicitée à la flexion composée d'effort normal :

- les tiges d'ancrage représentent l'armature de la section;
- la surface portante A_{ef} , obtenue comme pour les pieds de montant articulés, détermine la section de béton à prendre en considération; on admet en général que seule la partie rectangulaire $A_{ef,c}$ située sous l'aile comprimée participe à la résistance et que la répartition des contraintes sur le béton est uniforme sur cette surface.

La résultante C des contraintes de compression et la résultante T des forces de traction dans les ancrages peuvent être obtenues en exprimant l'équilibre des forces verticales et des moments par rapport à l'axe du montant :

$$\Sigma N = 0 \Rightarrow N_d + T - C = 0 \quad (12.103)$$

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow M_d - T a_t - C a_c = 0 \quad (12.104)$$

avec

$$a_c = \frac{h_m - t_m}{2} \quad (12.105)$$

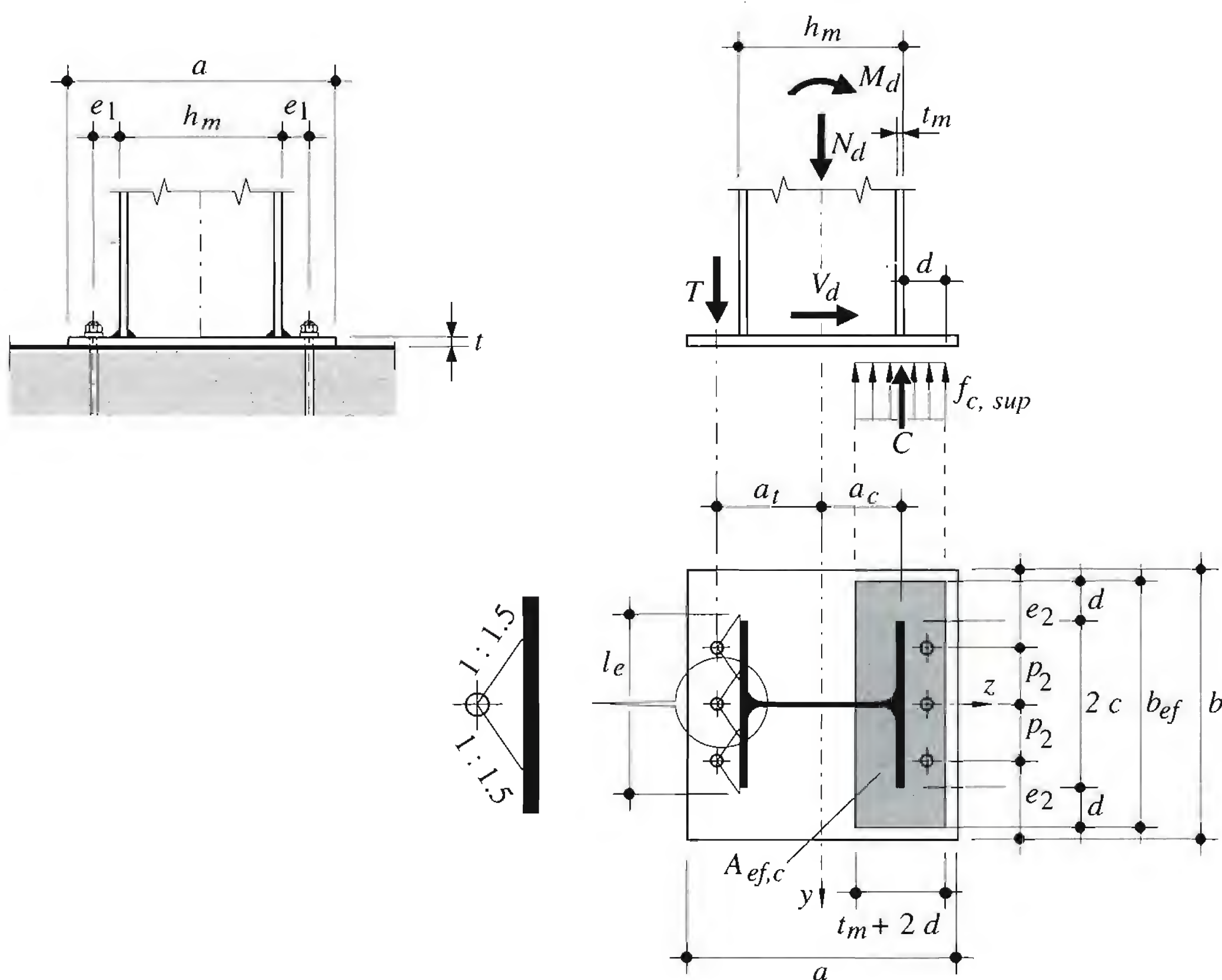


Fig. 12.49 Transfert des efforts dans un pied de montant encastré au moyen de tiges d'ancrage.

La vérification du pied de montant consiste à s'assurer que les résultantes de compression et de traction soient inférieures aux résistances ultimes:

$$C \leq \frac{f_{c, sup} A_{ef, c}}{\gamma R_c} \quad (12.106)$$

avec

$$A_{e, fc} = (t_m + 2d)(2c + 2d) \quad (12.107)$$

$$T \leq \frac{n T_R}{\gamma R_a} \quad (12.108)$$

n : nombre de tiges en traction

T_R : résistance ultime à la traction d'une tige

Si l'effort normal de compression excentré (excentricité M_d / N_d) agit dans le *noyau central* de la surface portante totale A_{ef} , aucune contrainte de traction n'est produite; la force de traction n'est pas nécessaire à l'équilibre.

On s'assurera également que la résistance à la flexion de la plaque de base est suffisante dans la zone de béton comprimée ainsi que dans la zone des tiges (où l'on peut considérer une diffusion de l'effort selon un angle de 1:1.5). Il peut également être avantageux de mettre les ancrages en précontrainte. Ceci n'augmente en principe pas la résistance ultime de l'encastrement mais améliore son comportement à l'état de service et son comportement à la fatigue (les déformations du pied de montant et les différences de contrainte dans les tiges sont réduites).

L'effort tranchant dans le montant peut être transmis par les ancrages situés dans la zone comprimée de la plaque. Si ceux-ci ne sont pas suffisants, il faut prévoir une butée supplémentaire sous la plaque.

Lorsque le moment d'encastrement du montant est important, il est possible d'augmenter le bras de levier des forces C et T ainsi que l'épaisseur de la plaque. Si l'épaisseur nécessaire devient trop importante, il est préférable de prévoir des raidisseurs comme montré à la figure 12.48(a), avec les tiges d'ancrage placées à l'extérieur du profilé.

Les *tiges d'ancrage* [12.10] peuvent être droites, avec ou sans écrou, ou munies d'une plaque ou d'une tête-marteau (fig. 12.50). Ces types (avec plaque ou tête-marteau) permettent de reprendre un

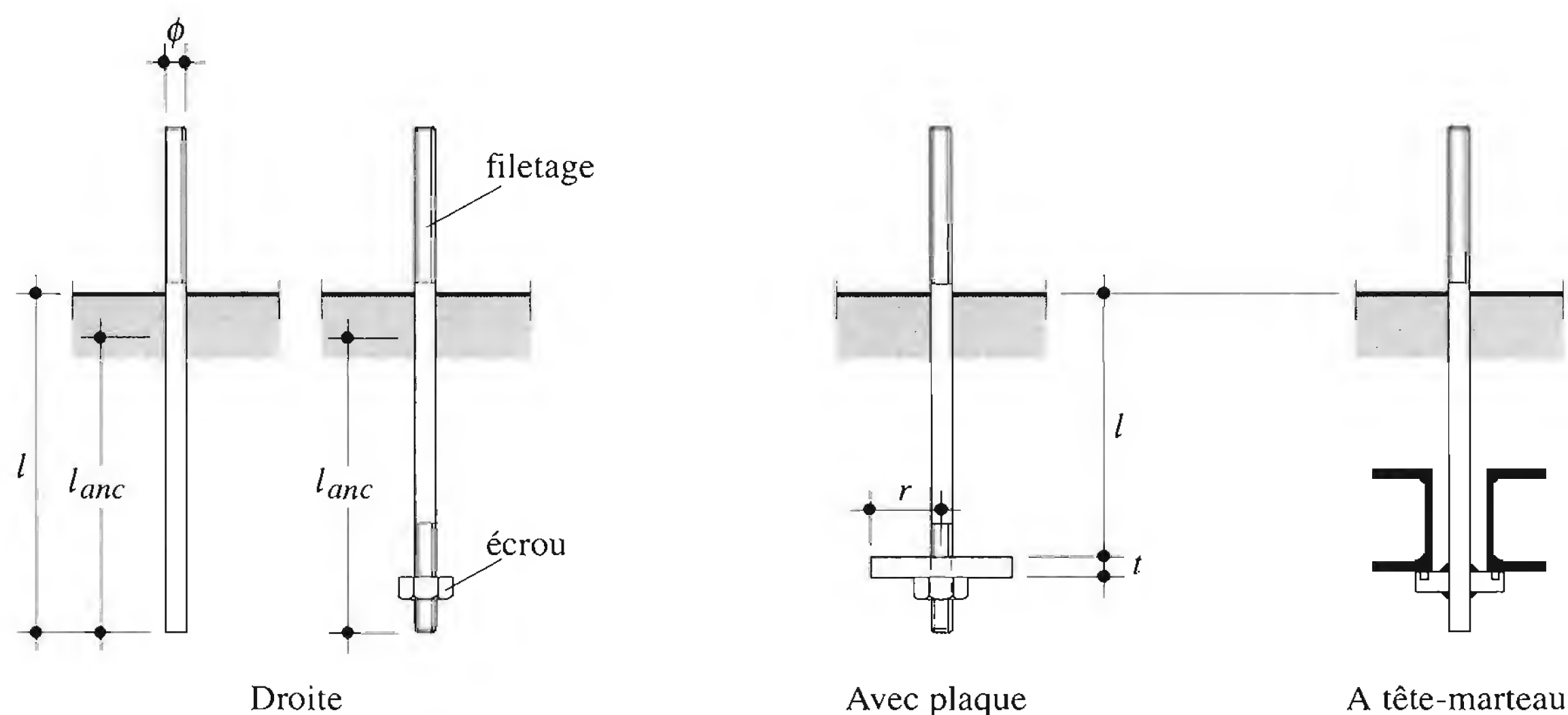


Fig. 12.50 Types de tige d'ancrage.

plus grand effort de traction et d'accrocher, lors du montage de la structure, l'ensemble du pied de montant à des armatures transversales ou si nécessaire, à des profils en L ou en U noyés dans le béton. Rappelons que certains matériaux des tiges ne peuvent pas être soudés ou seulement dans des conditions très strictes (voir norme SIA 161/1, chiffre 5 22 8 et norme SIA 162, chiffres 6 03 3 et 6 03 4).

Les tiges d'ancrage sont chargées de transmettre au béton l'effort normal de traction (vérification selon éq. 12.108). De plus, elles peuvent être sollicitées par un effort tranchant. La résistance ultime d'une tige est donnée par sa résistance ultime à la traction (avec interaction éventuelle du cisaillement), par l'ancrage dû à l'adhérence ou par la résistance de l'élément chargé de répartir l'effort dans le béton (rondelle, plaque, tête-marteau, etc.). La résistance propre de la tige d'ancrage est analogue à celle des boulons donnée à la section 8.4 du TGC vol. 10:

- traction tige non précontrainte $T_R = 0.6 f_{uB} A_s$ (12.109a)
- tige précontrainte $T_R = 0.8 f_{uB} A_s$ (12.109b)
- cisaillement aciers 4.6, 5.6 et 8.8 $V_R = 0.5 f_{uB} A_s$ (12.110a)
- acier 10.9 $V_R = 0.4 f_{uB} A_s$ (12.110b)

- interaction
$$\left(\frac{T_{dB}}{T_R / \gamma_{Ra}} \right)^2 + \left(\frac{V_{dB}}{V_R / \gamma_{Ra}} \right)^2 \leq 1.0$$
 (12.111)

f_{uB} : valeur de calcul de la résistance à la traction de l'acier de la tige

A_s : aire de la section résistante de la tige

A : aire de la section de la tige (A_s si section cisailée dans la zone du filetage)

T_{dB} : valeur de dimensionnement de l'effort de traction transmis par une tige d'ancrage

V_{dB} : valeur de dimensionnement de l'effort de cisaillement transmis par une tige d'ancrage

γ_{Ra} : facteur de résistance relatif à l'acier.

L'adhérence des tiges droites ou recourbées de diamètre ϕ est donnée par une longueur d'ancrage minimale l_{anc} conforme aux prescriptions pour les ouvrages en béton armé (norme SIA 162):

- acier S235 tige lisse avec crochet: $l_{anc} = 30 \phi$ (12.112a)
- acier B500 tige à relief avec crochet: $l_{anc} = 25 \phi$ (12.112b)
- tige à relief sans crochet: $l_{anc} = 40 \phi$ (12.112c)

Ces longueurs d'ancrage sont valables en présence de béton de qualité B 35/25 ou supérieure (selon la norme SIA 162). La résistance des tiges en acier à boulon est donnée uniquement par l'élément de répartition des efforts dans le béton, sans participation de l'adhérence. La résistance d'un ancrage par plaque circulaire de rayon r et d'épaisseur $t > 0.3 r$ vaut [12.10]:

$$T_{R, plaque} = f_c 3 \pi \left(r^2 - \frac{\phi^2}{4} \right) \left(1 - \frac{r}{l} \right) \quad (12.113)$$

f_c : valeur de calcul de la résistance à la compression du béton

r : rayon de la plaque circulaire

l : profondeur d'ancrage

Encastrement direct

La profondeur d'encastrement l doit être comprise entre deux et trois fois la hauteur h_m de la section du montant. La figure 12.51 donne un exemple de modèle de calcul d'un tel montant. La distribution réelle des efforts dépend de la rigidité relative du montant par rapport à la fondation. Nous admettrons que le montant – avec le béton compris entre les deux ailes – se comporte comme un corps rigide dont la surface de contact sur le béton a une largeur égale à la largeur d'aile du profilé $2c$. Avec cette hypothèse, la contrainte maximale dans le béton, obtenue en exprimant l'équilibre des forces agissant sur le système, est donnée par :

$$\sigma_{max,d} = \frac{M_d + V_d \frac{l}{2}}{2cl^2} + \frac{V_d}{2cl} \quad (12.114)$$

Dans le cas de l'encastrement direct, les conditions ne sont pas remplies pour avoir droit à considérer une augmentation locale de la résistance à la compression du béton. Les contraintes pour le calcul de la résistance d'une section fléchie en béton armé étant alors limitées à f_c , la vérification de cet encastrement direct s'exprime avec l'inégalité suivante :

$$\sigma_{max,d} \leq \frac{f_c}{\gamma_{Rc}} \quad (12.115)$$

L'effort normal dans le montant est transmis dans le béton par butée sur la plaque de base et par frottement sur toute la longueur d'encastrement. Cette résistance au frottement peut, au besoin, être augmentée par l'utilisation de connecteurs acier-béton. Enfin, il ne faut pas oublier d'armer le béton de la fondation autour du montant encastré pour reprendre les contraintes de traction développées.

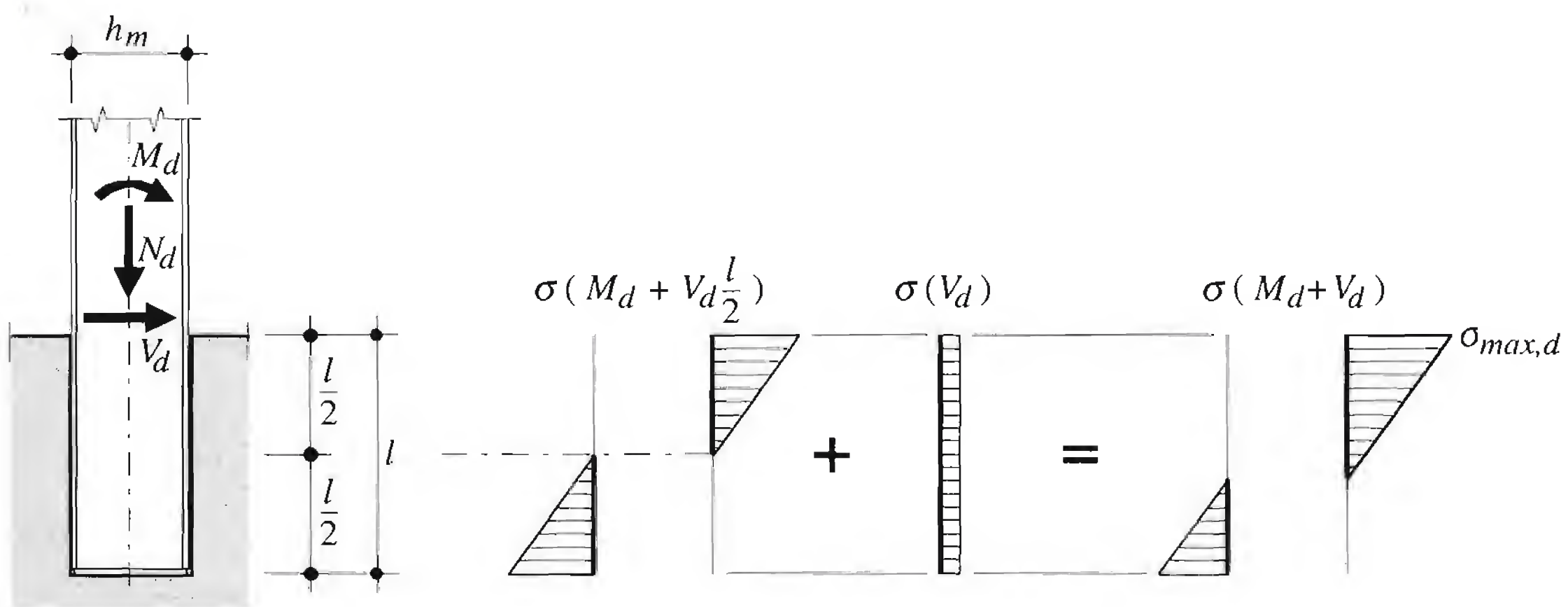


Fig. 12.51 Transfert des efforts dans un pied de montant à encastrement direct.

12.7 Exemples numériques

12.7.1 Vérification d'une traverse

Données

Cet exemple de vérification de la sécurité structurale et de l'aptitude au service concerne la traverse du cadre analysé au paragraphe 11.6.1 (fig. 11.35). Les diagrammes des efforts intérieurs sont donnés à la

figure 11.39. Le prédimensionnement effectué au paragraphe 6.9.1 a conduit au choix d'un profilé laminé IPE 450.

Les différentes situations de risque mentionnées dans cet exemple sont explicitées à la section 11.6.

Vérification de la sécurité structurale

- Résistance à la flexion

- Efforts intérieurs à mi-travée :

Situation de risque n° 2 déterminante.

$$M_{d,2}^+ = 1.3 \cdot 12.0 \text{ kNm} + 1.3 \cdot 51.9 \text{ kNm} + 1.5 \cdot 116.0 \text{ kNm} = 257.0 \text{ kNm}$$

$$N_{d,2} = 1.3 \cdot (-1.1 \text{ kN}) + 1.3 \cdot (-4.9 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (-10.8 \text{ kN}) = -24.0 \text{ kN}$$

- Efforts intérieurs à l'angle de cadre :

Situations de risque n° 4 (moment positif) et 5 (moment négatif) déterminantes.

$$M_{d,4}^+ = 0.8 \cdot (-9.0 \text{ kNm}) + 1.3 \cdot (-39.2 \text{ kNm}) + 1.5 \cdot 127.0 \text{ kNm} = 132.3 \text{ kNm}$$

$$N_{d,4} = 0.8 \cdot (-2.1 \text{ kN}) + 1.3 \cdot (-9.1 \text{ kN}) + 1.5 \cdot 8.7 \text{ kN} = -0.5 \text{ kN}$$

$$M_{d,5}^- = 1.3 \cdot (-9.0 \text{ kNm}) + 1.3 \cdot (-39.2 \text{ kNm}) + 1.5 \cdot (-87.4 \text{ kNm}) + 0.8 \cdot (-33.0 \text{ kNm}) = -220.2 \text{ kNm}$$

$$N_{d,5} = 1.3 \cdot (-2.1 \text{ kN}) + 1.3 \cdot (-9.1 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (-20.3 \text{ kN}) + 0.8 \cdot 7.2 \text{ kN} = -39.25 \text{ kN}$$

- Résistance en section :

$$M_{pl} = f_y Z_y = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 1700 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 399.5 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 399.5 \text{ kNm}$$

- Vérification :

Les efforts normaux N_d étant faibles par rapport à la résistance à la compression de la traverse IPE 450 ($N_{pl} = 2320 \text{ kN}$), on les néglige dans le calcul, qui devient alors une vérification à la flexion simple.

$$M_{d,max} = 257.0 \text{ kNm} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_R} = \frac{399.5 \text{ kNm}}{1.1} = 363.2 \text{ kNm}$$

OK

$$\text{avec } M_{d,max} = \max(M_d^+; |M_d^-|) = 257.0 \text{ kNm}$$

- Résistance au cisaillement

- Efforts intérieurs :

Situation de risque n° 2 déterminante.

$$V_d = 1.3 \cdot 5.7 \text{ kN} + 1.3 \cdot 24.8 \text{ kN} + 1.5 \cdot 55.2 \text{ kN} = 122.5 \text{ kN}$$

- Résistance en section :

$$V_{pl} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_w = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \cdot 4090 \text{ mm}^2 = 554.9 \cdot 10^3 \text{ N} = 554.9 \text{ kN}$$

- Vérification :

$$V_d = 122.5 \text{ kN} \leq \frac{V_{pl}}{1.1} = \frac{554.9 \text{ kN}}{1.1} = 504.5 \text{ kN.}$$

OK

- Résistance au déversement en travée

Situation de risque n°2 déterminante.

- Longueur critique de déversement :

Calcul selon la norme SIA 161 (tab. 3b)

$$l_{cr} = 81 i_z \left(1 - \frac{1}{2} \psi \right) = 81 \cdot 41.2 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 1.0 \right) = 1670 \text{ mm}$$

avec $\psi = \frac{M_{d,min}}{M_{d,max}} = 1.0$ (hypothèse conservatrice)

Dans ce tronçon avec $M_d < M_{pl}/\gamma_R$, la norme SIA 161 permet de multiplier l_{cr} par le facteur $\sqrt{(M_{pl}/\gamma_R)/M_d}$:

$$l_{cr} = 1670 \text{ mm} \cdot \sqrt{\frac{399.5 \text{ kNm}/1.1}{257.0 \text{ kNm}}} = 1985 \text{ mm}$$

- Longueur de déversement:

L'aile supérieure comprimée étant tenue transversalement par les pannes, elles-mêmes appuyées par le contreventement de toiture, la longueur de déversement vaut: $l_D = a_a = 1900 \text{ mm}$.

- Vérification:

$$l_D = 1900 \text{ mm} < l_{cr} = 1985 \text{ mm}$$

OK

- Résistance au déversement aux extrémités de la traverse

Situation de risque n° 5 déterminante.

- Longueur critique de déversement:

$$l_{cr} = 81 \cdot 41.2 \text{ mm} \cdot 1 = 3337 \text{ mm}$$

avec $\psi = 0.0$ pour $M_{d,min} = 0.0$ (hypothèse conservatrice)

- Longueur de déversement:

L'aile inférieure comprimée n'étant pas tenue transversalement, la longueur de déversement sera équivalente à la distance entre le point de moment maximal et le point de moment nul, ce qui donne $l_D = 2580 \text{ mm}$ (selon le diagramme du moment résultant de la situation de risque n° 5).

- Vérification:

$$l_D = 2580 \text{ mm} < l_{cr} = 3337 \text{ mm}.$$

OK

- Résistance au déversement en cas de soulèvement dû au vent (inversion des efforts)

Situation de risque n° 4 déterminante.

- Longueur critique de déversement:

Aux extrémités

$$l_{cr} = 3337 \text{ mm}$$

Selon le même principe que celui adopté en travée, on peut multiplier cette valeur par le facteur $\sqrt{(M_{pl}/\gamma_R)/M_d}$:

$$l_{cr} = 3337 \text{ mm} \cdot \sqrt{\frac{399.5 \text{ kNm}/1.1}{107.7 \text{ kNm}}} = 6128 \text{ mm}$$

$$\text{avec } M_d = 0.8 \cdot (-9.0 \text{ kNm}) + 1.3 \cdot (-39.2 \text{ kNm}) + 1.5 \cdot (-33.0 \text{ kNm}) \\ = -107.7 \text{ kNm}$$

A mi-travée

$$l_{cr} = 1670 \text{ mm} \cdot \sqrt{\frac{399.5 \text{ kNm}/1.1}{32.9 \text{ kNm}}} = 5549 \text{ mm}$$

$$\text{avec } M_d = 0.8 \cdot 12.0 \text{ kNm} + 1.3 \cdot 51.9 \text{ kNm} + 1.5 \cdot (-73.3 \text{ kNm}) = -32.9 \text{ kNm}$$

- Longueur de déversement:

L'aile inférieure comprimée n'étant pas tenue latéralement, la longueur de déversement sera équivalente à la distance entre le point de moment maximal et le point de moment nul, ce qui donne: $l_D = 10\,080 \text{ mm}$ (selon le diagramme du moment résultant de la situation de risque n° 4).

- Vérifications:

Aux extrémités

$$l_D = 10\,080 \text{ mm} > l_{cr} = 6128 \text{ mm} \Rightarrow \text{Une vérification au déversement est nécessaire.}$$

A mi-travée

$l_D = 10\,080\text{ mm} > l_{cr} = 5549\text{ mm} \Rightarrow$ Une vérification au déversement est nécessaire.

Le moment de déversement M_D étant constant sur toute la longueur de la traverse, il suffit de vérifier la résistance au déversement pour le tronçon le plus chargé, soit dans notre cas les tronçons d'extrémité.

- Moment de déversement M_D :

Contrainte en torsion uniforme

$$\sigma_{Dv} = \eta \frac{\pi}{l_D \bar{W}_y} \sqrt{G K E I_z} = 1.75 \cdot \frac{\pi}{10\,080\text{ mm} \cdot 1550 \cdot 10^3\text{ mm}^3} \cdot \sqrt{81 \cdot 10^3\text{ N/mm}^2 \cdot 0.661 \cdot 10^6\text{ mm}^4 \cdot 210 \cdot 10^3\text{ N/mm}^2 \cdot 16.8 \cdot 10^6\text{ mm}^4}$$

$$= 152.9\text{ N/mm}^2$$

avec $\eta = 1.75 - 1.05\psi + 0.3\psi^2 = 1.75$ ($\psi = 0.0$)

Contrainte en torsion non uniforme

$$\sigma_{Dw} = \eta \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l_D}{i_D}\right)^2} = 1.75 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 10^3\text{ N/mm}^2}{\left(\frac{10\,080\text{ mm}}{48\text{ mm}}\right)^2} = 82.2\text{ N/mm}^2$$

Contrainte critique de déversement élastique

$$\sigma_{cr,D} = \sqrt{\sigma_{Dv}^2 + \sigma_{Dw}^2} = \sqrt{(152.9\text{ N/mm}^2)^2 + (82.2\text{ N/mm}^2)^2} = 173.6\text{ N/mm}^2$$

Contrainte de déversement

$$\sigma_D = \left(\frac{1}{1 + \bar{\lambda}_D^{4.5}}\right)^{0.45} f_y = \left(\frac{1}{1 + 1.22^{4.5}}\right)^{0.45} \cdot 235\text{ N/mm}^2 = 134.7\text{ N/mm}^2$$

$$\text{avec } \bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y Z_y}{\sigma_{cr,D} \bar{W}_y}} = \sqrt{\frac{235\text{ N/mm}^2 \cdot 1700 \cdot 10^3\text{ mm}^3}{173.6\text{ N/mm}^2 \cdot 1550 \cdot 10^3\text{ mm}^3}} = 1.22$$

Moment de déversement

$$M_D = \sigma_D Z_y = 134.7\text{ N/mm}^2 \cdot 1700 \cdot 10^3\text{ mm}^3 = 229.0 \cdot 10^6\text{ Nmm} = 229.0\text{ kNm}$$

- Vérification:

$$M_d = 107.7\text{ kNm} \leq \frac{M_D}{\gamma_R} = \frac{229.0\text{ kNm}}{1.1} = 208.2\text{ kNm} \quad \text{OK}$$

Vérification de l'aptitude au service

- Flèches verticales

La valeur des flèches résulte d'un calcul effectué à l'aide d'un logiciel utilisé pour l'exemple numérique de la section 11.6.

- Poids propre:

$$g_m + g_a = 1.2\text{ kN/m} \text{ et } q_{fin} = 3\text{ kN/m (fig. 11.36)}$$

$$w_2 = 19.3\text{ mm}$$

- Action variable de courte durée (neige):

$$q_{ser,court} = q_s = 7.7\text{ kN/m (fig. 11.36)}$$

$$w_4 = 35.3\text{ mm}$$

- Vérifications

$$w_4 = 35.3\text{ mm} \leq \frac{l}{350} = \frac{15\,000\text{ mm}}{350} = 42.9\text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$w_{tot} = w_2 + w_4 = 19.3 \text{ mm} + 35.3 \text{ mm} = 54.6 \text{ mm} \leq \frac{l}{250} = \frac{15000 \text{ mm}}{250} = 60.0 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

12.7.2 Vérification d'un montant

Données

Cet exemple de vérification de la sécurité structurale et de l'aptitude au service concerne le montant du cadre analysé au paragraphe 11.6.1 (fig. 11.35). Le prédimensionnement effectué au paragraphe 6.9.1 a conduit au choix d'un profilé laminé HEA 300.

Les différentes situations de risque mentionnées dans cet exemple sont explicitées à la section 11.6.

Vérification de la sécurité structurale

- Résistance à la flexion
Nous nous trouvons ici en présence de flexion composée, mais cette vérification est implicitement contenue dans la vérification de la stabilité des montants par l'utilisation du coefficient $\omega = 1.0$ (voir résistance au flambage).
- Résistance au cisaillement
 - Efforts intérieurs:
Situation de risque n° 6 déterminante.
 $V_d = 1.3 \cdot 1.1 \text{ kN} + 1.3 \cdot 4.9 \text{ kN} + 0.8 \cdot 10.9 \text{ kN} + 1.5 \cdot 12.9 \text{ kN} = 35.9 \text{ kN}$
 - Résistance en section:
 $V_{pl} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_w = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \cdot 2346 \text{ mm}^2 = 318.3 \cdot 10^3 \text{ N} = 318.3 \text{ kN}$
 - Vérification:
 $V_d = 35.9 \text{ kN} \leq \frac{V_{pl}}{\gamma_R} = \frac{318.3 \text{ kN}}{1.1} = 289.4 \text{ kN} \quad \text{OK}$
- Résistance au déversement (aile extérieure comprimée)
Situation de risque n°4 déterminante.
 - Longueur critique de déversement:
 $l_{cr} = 81 i_z \left(1 - \frac{1}{2} \psi\right) = 81 \cdot 74.9 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 1.0\right) = 3033 \text{ mm}$
avec $\psi = \frac{M_{d,min}}{M_{d,max}} = 1.0$ (hypothèse conservatrice)
 - Longueur de déversement:
L'aile extérieure comprimée étant tenue latéralement par les filières, elles-mêmes tenues par le contreventement de façade, la longueur de déversement vaut: $l_D = a_a = 2000 \text{ mm}$.
 - Vérification:
 $l_D = 2000 \text{ mm} < l_{cr} = 3033 \text{ mm} \quad \text{OK}$
- Résistance au déversement (aile intérieure comprimée)
Situation de risque n° 5 déterminante.
 - Longueur critique de déversement:
 $l_{cr} = 3033 \text{ mm}$
avec $\psi = 1.0$ (hypothèse conservatrice)
 - Longueur de déversement:
L'aile intérieure comprimée n'étant pas tenue latéralement, la longueur de déversement sera équivalente à la hauteur du montant: $l_D = h = 8000 \text{ mm}$.

- Vérification:
 $l_D = 8000 \text{ mm} > l_{cr} = 3033 \text{ mm} \Rightarrow$ Une vérification au déversement est nécessaire.
- Efforts intérieurs:
 $M_d = 1.3 \cdot (-9.0 \text{ kNm}) + 1.3 \cdot (-39.2 \text{ kNm}) + 1.5 \cdot (-87.4 \text{ kNm}) + 0.8 \cdot (-33.0 \text{ kNm})$
 $= -220.2 \text{ kNm}$
- Résistance en section:
 $M_D = 276 \text{ kNm}$ (SZS C4.1)
- Vérification:
 $M_d = 220.2 \text{ kNm} \leq \frac{M_D}{\gamma_R} = \frac{276 \text{ kNm}}{1.1} = 250.9 \text{ kNm}$ OK

- Résistance au flambage hors plan (selon axe z-z)

- Efforts intérieurs:
 Situation de risque n° 2 déterminante.
 $N_d = 1.3 \cdot (-6.0 \text{ kN}) + 1.3 \cdot (-25.9 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (-57.8 \text{ kN}) = -128.2 \text{ kN}$
- Résistance en section:
 $N_K = 2530 \text{ kN}$ (SZS C4.1)
 avec $h_K = a_a = 2000 \text{ mm}$ (la longueur de flambage est équivalente à la distance entre les filières)
- Vérification:
 $N_d = 128.2 \text{ kN} \leq \frac{N_K}{\gamma_R} = \frac{2530 \text{ kN}}{1.1} = 2300 \text{ kN}$ OK

- Résistance au flambage dans le plan (selon axe y-y)

Le flambage hors plan ainsi que le déversement étant empêchés, la stabilité du cadre peut être vérifiée par la formule (47) de la norme SIA 161 :

$$\frac{N_d}{N_K / \gamma_R} + \frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_{cr}}} \frac{\omega M_{d,max}}{M_R / \gamma_R} \leq 1.0$$

avec $\omega = 1.0$ pour le cadre non tenu latéralement ou chargé transversalement.

- Efforts intérieurs:
 Situation de risque n° 2 ($N_{d,max}$).
 $M_d = 1.3 \cdot (-9.0 \text{ kNm}) + 1.3 \cdot (-39.2 \text{ kNm}) + 1.5 \cdot (-87.4 \text{ kNm}) = -193.8 \text{ kNm}$
 $N_{d,max} = 1.3 \cdot (-6.0 \text{ kN}) + 1.3 \cdot (-25.9 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (-57.8 \text{ kN}) = -128.2 \text{ kN}$
 Situation de risque n° 5 ($M_{d,max}$).
 $M_{d,max} = 1.3 \cdot (-9.0 \text{ kNm}) + 1.3 \cdot (-39.2 \text{ kNm}) + 1.5 \cdot (-87.4 \text{ kNm})$
 $+ 0.8 \cdot (-33.0 \text{ kNm}) = -220.2 \text{ kNm}$
 $N_d = 1.3 \cdot (-6.0 \text{ kN}) + 1.3 \cdot (-25.9 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (-57.8 \text{ kN}) + 0.8 \cdot 15.8 \text{ kN}$
 $= -115.5 \text{ kN}$

- Longueur de flambage:

Elle peut être déterminée à l'aide de l'abaque de la fig. 11.27.

$$\rho = \eta \frac{I_m l}{I_t h} = \frac{1}{2} \cdot \frac{182.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot 15000 \text{ mm}}{337.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot 8000 \text{ mm}} = 0.51$$

avec $\eta = 1/2$ (cadre non tenu latéralement)

$$I_t = 337.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4, l = 15000 \text{ mm}$$

$$I_m = 182.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4, h = 8000 \text{ mm}$$

En utilisant la courbe F de l'abaque de la figure 11.27, on trouve:

$$\frac{h_K}{h} = 2.35 \Rightarrow h_K = 2.35 \cdot 8000 \text{ mm} = 18800 \text{ mm}$$

- Résistance ultime au flambage:

Contrainte de flambage

$$\sigma_K = \kappa f_y = 0.3177 \cdot 235 \text{ N/mm}^2 = 74.7 \text{ N/mm}^2$$

Le coefficient de flambage κ est obtenu à l'aide des courbes de flambage de la figure 12.25.

Elancement

$$\lambda_K = \frac{h_K}{i_y} = \frac{18\,800 \text{ mm}}{127 \text{ mm}} = 148.0$$

Coefficient d'élancement

$$\bar{\lambda}_K = \frac{\lambda_K}{\lambda_E} = \frac{148.0}{94} = 1.574 \Rightarrow \kappa = 0.316$$

Résistance au flambage

$$N_K = \sigma_K A = 74.3 \text{ N/mm}^2 \cdot 11\,300 \text{ mm}^2 = 839 \cdot 10^3 \text{ N} = 839 \text{ kN}$$

- Charge critique de flambage élastique:

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{EI}{h_K^2} = \pi^2 \cdot \frac{210 \text{ kN/mm}^2 \cdot 182.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(18\,800 \text{ mm})^2} = 1071 \text{ kN}$$

- Résistance à la flexion:

$$M_R = \xi_2 M_{pl} \leq \left(1 + 0.2 \frac{N_d}{N_K / \gamma_R} \right) M_{pl}$$

$$\text{avec } \xi_2 = \frac{1}{1 - \frac{A_w}{2A}} = \frac{1}{1 - \frac{2346 \text{ mm}^2}{2 \cdot 11\,300 \text{ mm}^2}} = 1.12 < 1.2$$

Situation de risque n° 2

$$\left(1 + 0.2 \frac{N_d}{N_K / \gamma_R} \right) = \left(1 + 0.2 \cdot \frac{128.2 \text{ kN}}{839 \text{ kN} / 1.1} \right) = 1.03$$

$$M_R = \xi_2 M_{pl} = 1.12 M_{pl} > 1.03 M_{pl} \Rightarrow M_R = 1.03 M_{pl} = 1.03 \cdot 324 \text{ kNm} = 333.7 \text{ kNm}$$

Situation de risque n° 5

$$\left(1 + 0.2 \frac{N_d}{N_K / \gamma_R} \right) = \left(1 + 0.2 \cdot \frac{115.5 \text{ kN}}{839 \text{ kN} / 1.1} \right) = 1.03$$

$$M_R = \xi_2 M_{pl} = 1.12 M_{pl} > 1.03 M_{pl} \Rightarrow M_R = 1.03 M_{pl} = 1.03 \cdot 324 \text{ kNm} = 333.7 \text{ kNm}$$

- Vérifications:

Situation de risque n° 2

$$\frac{128.2 \text{ kN}}{839 \text{ kN} / 1.1} + \frac{1}{1 - \frac{128.2 \text{ kN}}{1071 \text{ kN}}} \cdot \frac{1.0 \cdot 193.8 \text{ kNm}}{333.7 \text{ kNm} / 1.1} = 0.89 \leq 1.0$$

OK

Situation de risque n° 5

$$\frac{115.5 \text{ kN}}{839 \text{ kN} / 1.1} + \frac{1}{1 - \frac{115.5 \text{ kN}}{1071 \text{ kN}}} \cdot \frac{1.0 \cdot 220.2 \text{ kNm}}{333.7 \text{ kNm} / 1.1} = 0.96 \leq 1.0$$

OK

La vérification au flambage dans le plan du cadre est donc satisfaite et la stabilité du cadre est ainsi assurée.

Vérification de l'aptitude au service

- Déplacement horizontal du cadre

La valeur du déplacement horizontal du cadre résulte d'un calcul effectué à l'aide d'un logiciel utilisé pour l'exemple numérique de la section 11.6.

Le déplacement dû à une action variable de courte durée (vent) $q_{ser,court} = 0.8 q_w$ (q_w selon diagramme fig. 11.36) vaut:

$$\Delta = 65.0 \text{ mm}$$

- Vérification

$$\Delta = 65.0 \text{ mm} > \frac{h}{150} = \frac{8000 \text{ mm}}{150} = 53.3 \text{ mm}$$

La limitation du déplacement horizontal sous l'effet du vent n'est pas satisfaite. Afin d'y remédier, on peut intervenir des manières suivantes:

- changer la traverse et les montants,
- tenir compte de l'effet de diaphragme des tôles en couverture,
- créer un appui latéral avec un contreventement longitudinal.

Les deux dernières solutions font l'objet des exemples des paragraphes 14.7.1 et 14.7.2.

12.7.3 Vérification d'un angle de cadre

Données

Soit le cadre défini dans l'exemple du paragraphe 6.9.1 pour lequel les charges sont données dans l'exemple du paragraphe 6.9.2. Il s'agit de vérifier cet angle de cadre rigide (fig. 12.52(a)), en tenant compte des situations de risque et des efforts intérieurs donnés à la section 11.6. L'angle de cadre n'est pas droit, vu que la traverse est légèrement inclinée ($\beta = 9.5^\circ$). L'inclinaison étant faible, elle peut être négligée et le panneau d'âme peut être admis rectangulaire.

Un exemple de vérification des différents éléments d'assemblage constituant un nœud traverse-poteau se trouve dans le TGC volume 10 (sect. 9.6, exemple 9.2). Il s'agit ici de compléter cet exemple de dimensionnement d'angle de cadre par la vérification du panneau d'âme.

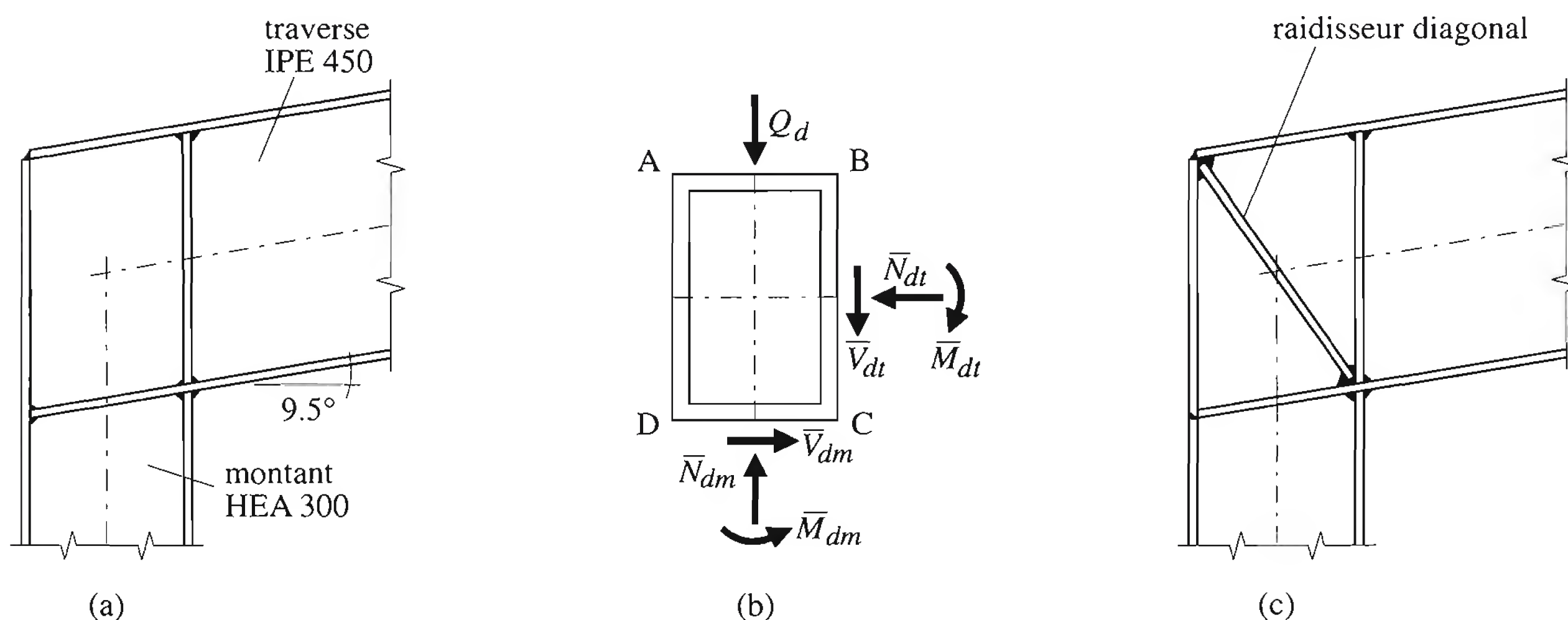


Fig. 12.52 Angle de cadre.

Situation de risque

La situation de risque n° 5 est déterminante pour l'angle de cadre.

Stabilité de l'âme

L'épaisseur de l'âme d_w est égale à d_m ou d_t selon que la traverse est assemblée contre le montant ou posée sur le montant (dans cet exemple $d_w = d_t$). La condition de stabilité à satisfaire est donnée dans la norme SIA 161, tableau 3c:

$$\frac{b_t}{d_t} = \frac{435.4 \text{ mm}}{9.4 \text{ mm}} = 46.3 \leq 2.6 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 78 \text{ (méthode EE)} \quad \text{OK}$$

Choix de la méthode élastique-élastique pour le dimensionnement des âmes.

Efforts intérieurs

- Moment à l'angle de cadre

$$M_{d,5}^- = 1.3 \cdot (-9.0 \text{ kNm}) + 1.3 \cdot (-39.2 \text{ kNm}) + 1.5 \cdot (-87.4 \text{ kNm}) + 0.8 \cdot (-33.0 \text{ kNm}) \\ = -220.2 \text{ kNm}$$

- Efforts dans la traverse

$$N_{d,t,5} = 1.3 \cdot (-2.1 \text{ kN}) + 1.3 \cdot (-9.1 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (-20.3 \text{ kN}) + 0.8 \cdot 7.2 \text{ kN} \\ = -39.3 \text{ kN}$$

$$V_{d,t,5} = 1.3 \cdot 5.7 \text{ kN} + 1.3 \cdot 24.8 \text{ kN} + 1.5 \cdot 55.2 \text{ kN} + 0.8 \cdot (-14.8 \text{ kN}) = 110.6 \text{ kN}$$

- Efforts dans le montant

$$N_{d,m,5} = 1.3 \cdot (-6.0 \text{ kN}) + 1.3 \cdot (-25.9 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (-57.8 \text{ kN}) + 0.8 \cdot 15.8 \text{ kN} \\ = -115.5 \text{ kN}$$

$$V_{d,m,5} = 1.3 \cdot (-1.1 \text{ kN}) + 1.3 \cdot (-4.9 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (-10.9 \text{ kN}) + 0.8 \cdot 4.7 \text{ kN} = -20.4 \text{ kN}$$

Remarquons que $N_{d,t,5} \neq V_{d,m,5}$ et $N_{d,m,5} \neq V_{d,t,5}$ car la traverse est inclinée ($\beta = 9.5^\circ$)

- Efforts sollicitant le panneau d'angle

Nous ramenons les efforts s'exerçant aux axes théoriques du nœud sur le bord de l'élément d'angle avec l'hypothèse d'un panneau rectangulaire (fig. 11.52(b)).

- Réaction de la panne:

$$Q_d = (1.3 \cdot 3.41 \text{ kN/m} + 1.5 \cdot 7.7 \text{ kN/m} - 0.8 \cdot 2.7 \text{ kN/m} \cdot \cos 9.5^\circ) \cdot \frac{1.9 \text{ m}}{2} = 13.0 \text{ kN}$$

$$\bar{M}_{d,t} = M_{d,t} - \bar{V}_{d,t} \cdot \frac{h_m}{2} = 220.2 \text{ kNm} - 97.8 \text{ kN} \cdot \frac{0.290 \text{ m}}{2} = 206.0 \text{ kNm}$$

$$\bar{N}_{d,t} = N_{d,t} = -39.3 \text{ kN}$$

$$\bar{V}_{d,t} = V_{d,t} - Q_d \cos \beta = 110.6 \text{ kN} - 13.0 \text{ kN} \cdot \cos 9.5^\circ = 97.8 \text{ kN}$$

$$\bar{M}_{d,m} = M_{d,m} - \bar{V}_{d,m} \frac{h_t}{2} = 220.2 \text{ kNm} - 20.4 \text{ kN} \cdot \frac{0.450 \text{ m}}{2} = 215.6 \text{ kNm}$$

$$\bar{N}_{d,m} = N_{d,m} = -115.5 \text{ kN}$$

$$\bar{V}_{d,m} = V_{d,m} = 20.4 \text{ kN}$$

- Forces de cisaillement agissant entre le panneau et le fer plat correspondant:

$$V_{AB} = \frac{\bar{M}_{d,t}}{b_t} - \frac{\bar{N}_{d,t}}{2} = \frac{206.0 \text{ kNm}}{0.4354 \text{ m}} - \frac{39.3 \text{ kN}}{2} = 452.8 \text{ kN}$$

$$V_{CB} = -\frac{Q_d}{2} + \frac{\bar{M}_{d,m}}{b_m} + \frac{\bar{N}_{d,m}}{2} - \bar{V}_{d,t} \\ = -\frac{13.0 \text{ kN}}{2} + \frac{215.6 \text{ kNm}}{0.276 \text{ m}} + \frac{15.6 \text{ kN}}{2} - 97.8 \text{ kN} = 734.6 \text{ kN}$$

$$V_{CD} = \frac{\bar{N}_{d,t}}{2} + \frac{\bar{M}_{d,t}}{b_t} - \bar{V}_{d,m} = \frac{39.3 \text{ kN}}{2} + \frac{206.0 \text{ kNm}}{0.4354 \text{ m}} - 20.4 \text{ kN} = 472.4 \text{ kN}$$

$$V_{AD} = \frac{Q_d}{2} + \frac{\bar{M}_{d,m}}{b_m} - \frac{\bar{N}_{d,m}}{2} = \frac{13.0 \text{ kN}}{2} + \frac{215.6 \text{ kNm}}{0.276 \text{ m}} - \frac{115.5 \text{ kN}}{2} = 729.9 \text{ kN}$$

Remarquons que $V_{AB} \neq V_{CD}$ et $V_{CB} \neq V_{AD}$ car les forces de cisaillement ont été calculées en faisant l'hypothèse d'un panneau rectangulaire, alors que les efforts aux axes théoriques du nœud l'ont été pour la traverse inclinée. La faible différence (4% et 0.6% respectivement) est toutefois acceptable.

Sécurité structurale

- Résistance au cisaillement du panneau d'angle

$$V_{R,CD} = V_{Rm} = \tau_y b_m d_w \text{ et } V_{R,CB} = V_{Rt} = \tau_y b_t d_w$$

$$V_{Rm} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} b_m d_w = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \cdot 276 \text{ mm} \cdot 9.4 \text{ mm} = 352.0 \cdot 10^3 \text{ N} = 352.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rt} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} b_t d_w = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \cdot 435.4 \text{ mm} \cdot 9.4 \text{ mm} = 555.3 \cdot 10^3 \text{ N} = 555.3 \text{ kN}$$

- Vérifications

$$V_{CD} = 472.4 \text{ kN} \leq \frac{V_{Rm}}{\gamma_R} = \frac{352.0 \text{ kN}}{1.1} = 320.0 \text{ kN}$$

$$V_{CB} = 734.6 \text{ kN} \leq \frac{V_{Rt}}{\gamma_R} = \frac{555.3 \text{ kN}}{1.1} = 504.8 \text{ kN}$$

L'épaisseur du panneau d'âme est insuffisante, il faut donc le renforcer. Le choix se porte sur un renforcement par un raidisseur diagonal (fig. 12.52(c)).

Dimensionnement du renforcement

- Section nécessaire du raidisseur diagonal

$$A_r \geq \frac{V_{CD} \gamma_R - V_{Rm}}{f_y \cos \left(\arctg \frac{b_t}{b_m} \right)} = \frac{(472.4 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 1.1 - 352 \cdot 10^3 \text{ N})}{235 \text{ N/mm}^2 \cdot \cos \left(\arctg \frac{435.4 \text{ mm}}{276 \text{ mm}} \right)} = 1332 \text{ mm}^2$$

$$A_r \geq \frac{V_{CB} \gamma_R - V_{Rt}}{f_y \sin \left(\arctg \frac{b_t}{b_m} \right)} = \frac{(734.6 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 1.1 - 555.3 \cdot 10^3 \text{ N})}{235 \text{ N/mm}^2 \cdot \sin \left(\arctg \frac{435.4 \text{ mm}}{276 \text{ mm}} \right)} = 1273 \text{ mm}^2$$

$$A_r = 2c_r t_r = 2 \left(\frac{2c - d_t}{2} \right) t_r \Rightarrow t_r \geq \frac{1332 \text{ mm}^2}{(190 \text{ mm} - 9.4 \text{ mm})} = 7.4 \text{ mm}$$

Choix: $t_r = 8 \text{ mm}$

$c_r = 90 \text{ mm}$ (fer plat du commerce)

- Condition de stabilité du raidisseur (norme SIA 161, tableau 3 b)

$$\frac{c_r}{t_r} = \frac{90 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 11.25 \leq 13$$

(méthode EP)

OK

12.7.4 Vérification d'un pied de poteau articulé

Données

Soit les montants des cadres (composant la halle) définis dans l'exemple du paragraphe 11.6.1 (fig. 11.35). Les montants sont constitués de profilés HEA 300 (vérification dans l'exemple du paragraphe 12.7.2). Il s'agit de vérifier le pied de poteau (sans liste de centrage) des montants défini à la figure 12.53, avec une épaisseur de la plaque de base de $t = 15$ mm.

Les différentes situations de risque mentionnées dans cet exemple sont explicitées à la section 11.6.

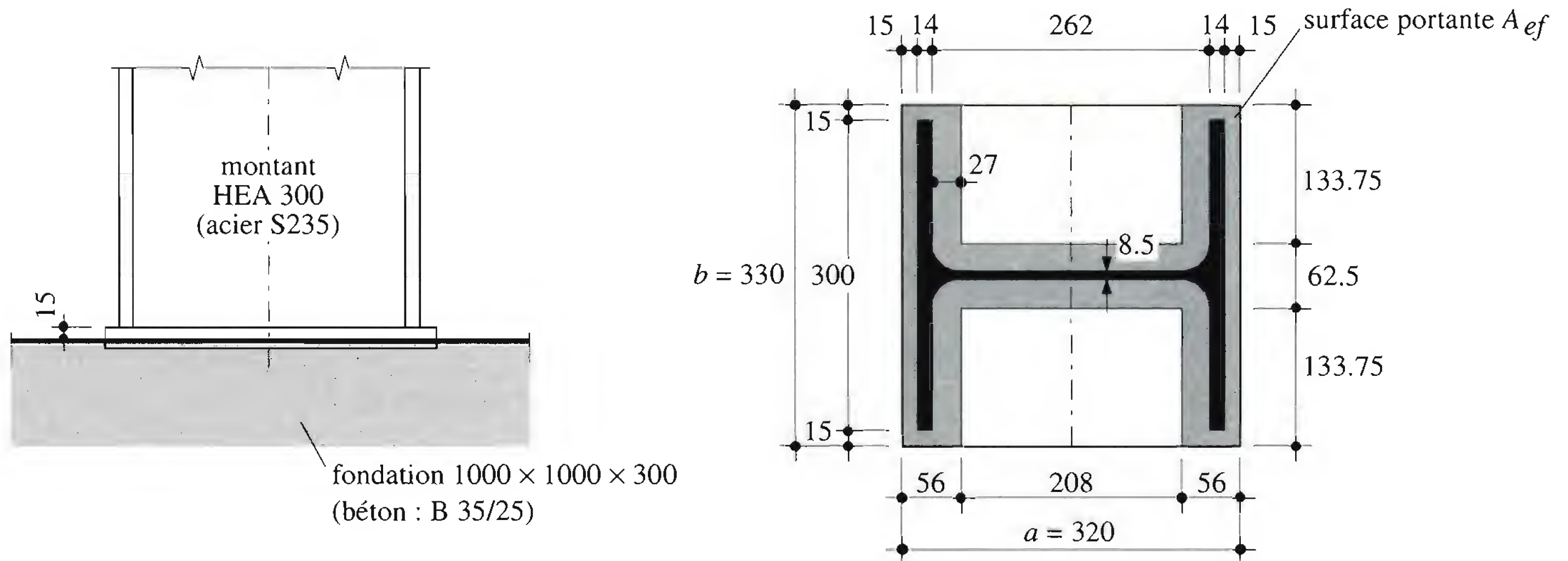


Fig. 12.53 Pied de poteau articulé sans liste de centrage.

Efforts intérieurs

- Effort normal
 - Situation de risque n° 2 déterminante:

$$N_{d,2}^- = 1.3 \cdot (-6.0 \text{ kN}) + 1.3 \cdot (-25.9 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (-57.8 \text{ kN}) = -128.2 \text{ kN}$$
 - Situation de risque n° 4 déterminante (soulèvement sous l'effet du vent):

$$N_{d,4}^+ = 0.8 \cdot (-6.0 \text{ kN}) + 1.3 \cdot (-25.9 \text{ kN}) + 1.5 \cdot 48.8 \text{ kN} = 34.7 \text{ kN}$$
- Effort tranchant
 - Situation de risque n° 2 déterminante:

$$V_{d,2} = 1.3 \cdot 1.1 \text{ kN} + 1.3 \cdot 4.9 \text{ kN} + 1.5 \cdot 10.9 \text{ kN} = 24.2 \text{ kN}$$
 - Situation de risque n° 4 déterminante:

$$V_{d,4} = 0.8 \cdot 1.1 \text{ kN} + 1.3 \cdot 4.9 \text{ kN} + 1.5 \cdot (-31.1 \text{ kN}) = -39.4 \text{ kN}$$

Sécurité structurale

- Surface portante

$$A = ab = 320 \text{ mm} \cdot 330 \text{ mm} = 105.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$
 Admettons $a_1 = 2a$, $b_1 = 2b$

$$A_1 = a_1 b_1 = 2a \cdot 2b = 640 \text{ mm} \cdot 660 \text{ mm} = 422.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Facteur de concentration

$$k_c = \sqrt{\frac{A_1}{A}} = 2.0$$

Le diagramme de la figure 12.45, pour $k_c = 2.0$ pour l'acier S235 et pour un béton B35/25, donne le débord d :

$$\frac{d}{t} \cong 1.8 \Rightarrow d = 1.8 \cdot 15 \text{ mm} = 27 \text{ mm}$$

Les dimensions de la plaque de base étant fixes, la valeur du débord extérieur reste à 15 mm. Par conséquent, la surface portante est calculée avec :

$$A_{ef} = 2 \cdot (15 \text{ mm} + 14 \text{ mm} + 27 \text{ mm}) \cdot 330 \text{ mm} + (8.5 \text{ mm} + 2 \cdot 27 \text{ mm}) \cdot [320 \text{ mm} - 2 \cdot (15 \text{ mm} + 14 \text{ mm} + 27 \text{ mm})] = 50.0 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

- Résistance du béton

- Efforts intérieurs :

$$\sigma_{moy,d} = \frac{N_{d,2}}{A_{ef}} = \frac{128.2 \cdot 10^3 \text{ N}}{50.0 \cdot 10^3 \text{ mm}^2} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

- Résistance locale à la compression :

$$f_{c,sup} = 0.65 f_{cw,j} \sqrt{\frac{A_1}{A}} = 0.65 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot \sqrt{\frac{422.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}{105.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}} = 32.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 1.8 f_{cw,j} = 1.8 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 = 45 \text{ N/mm}^2$$

avec $j = 28 \text{ jours}$, $f_{cw,28} = f_{cw,min} = 25 \text{ N/mm}^2$

- Vérification :

$$\sigma_{moy,d} = 2.56 \text{ N/mm}^2 < \frac{f_{c,sup}}{\gamma_{Rc}} = \frac{32.5 \text{ N/mm}^2}{1.2} = 27.1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

- Résistance de la plaque d'acier

Calculs faits pour une largeur unitaire de 1 mm.

- Efforts intérieurs :

$$M_d = \sigma_{moy,d} d e = \sigma_{moy,d} d \frac{d}{2} = 2.56 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{(15 \text{ mm})^2}{2} = 288 \text{ Nmm/mm}$$

- Résistance en section :

$$M_{el} = f_y W = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{(15 \text{ mm})^2}{6} = 8810 \text{ Nmm/mm}$$

- Vérification :

$$M_d = 288 \text{ Nmm/mm} \leq \frac{M_{el}}{\gamma_R} = \frac{8810 \text{ Nmm/mm}}{1.1} = 8010 \text{ Nmm/mm} \quad \text{OK}$$

12.7.5 Vérification d'un pied de poteau articulé avec liste de centrage

Données

Exemple de pied de poteau similaire à celui du paragraphe 12.7.4, mais avec une liste de centrage (fig. 12.54) sur une plaque scellée d'une épaisseur de $t = 25 \text{ mm}$.

Efforts intérieurs

Identiques à ceux de l'exemple du paragraphe 12.7.4.

Sécurité structurale

- Surface portante A_{ef}

Avec un facteur de concentration $k_c = 2.0$ et en utilisant le diagramme de la figure 12.45 pour l'acier S235 et pour un béton B35/25, on a :

$$\frac{d}{t} \cong 1.8 \Rightarrow d = 1.8 \cdot 25 \text{ mm} = 45 \text{ mm}$$

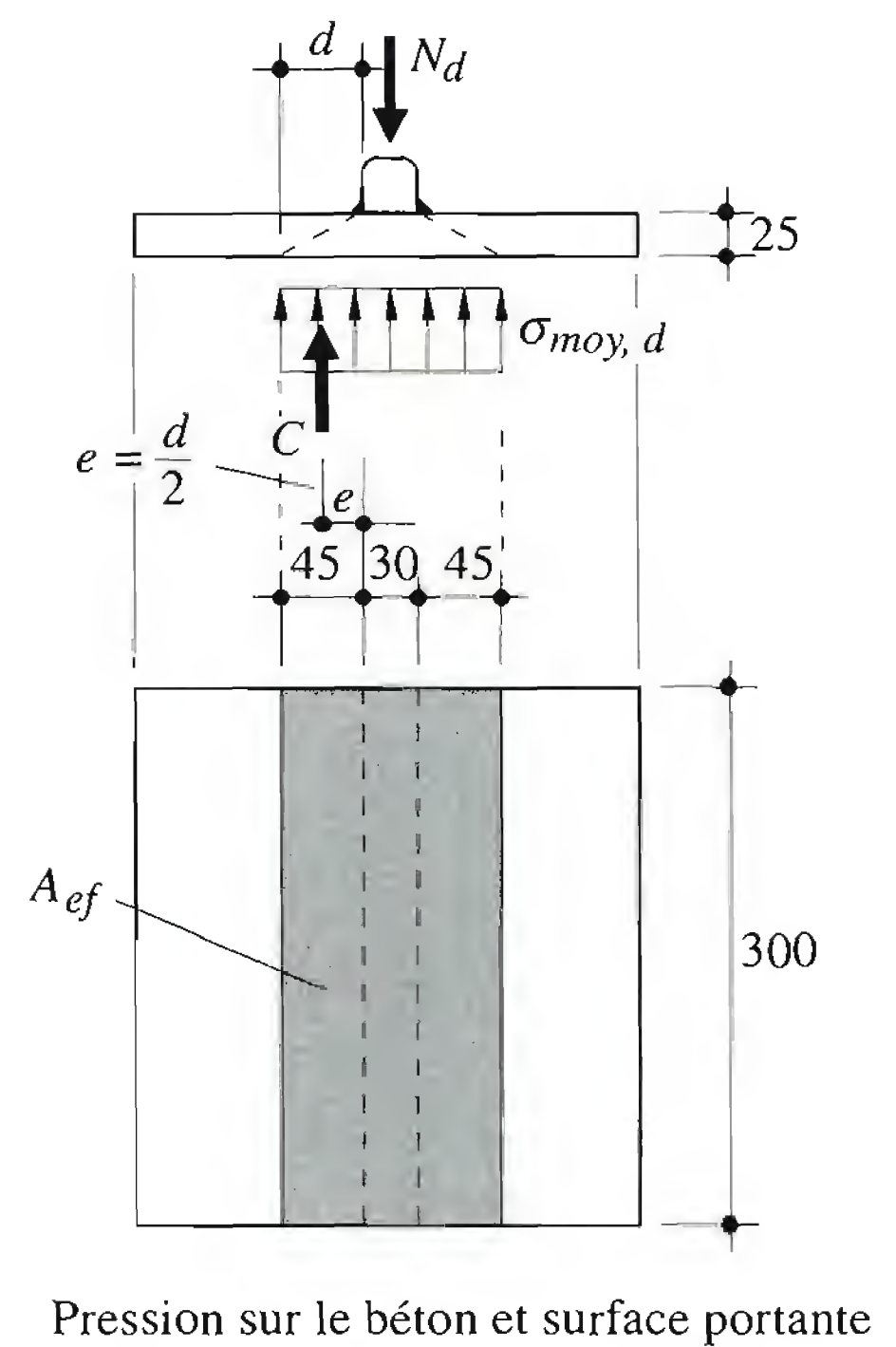
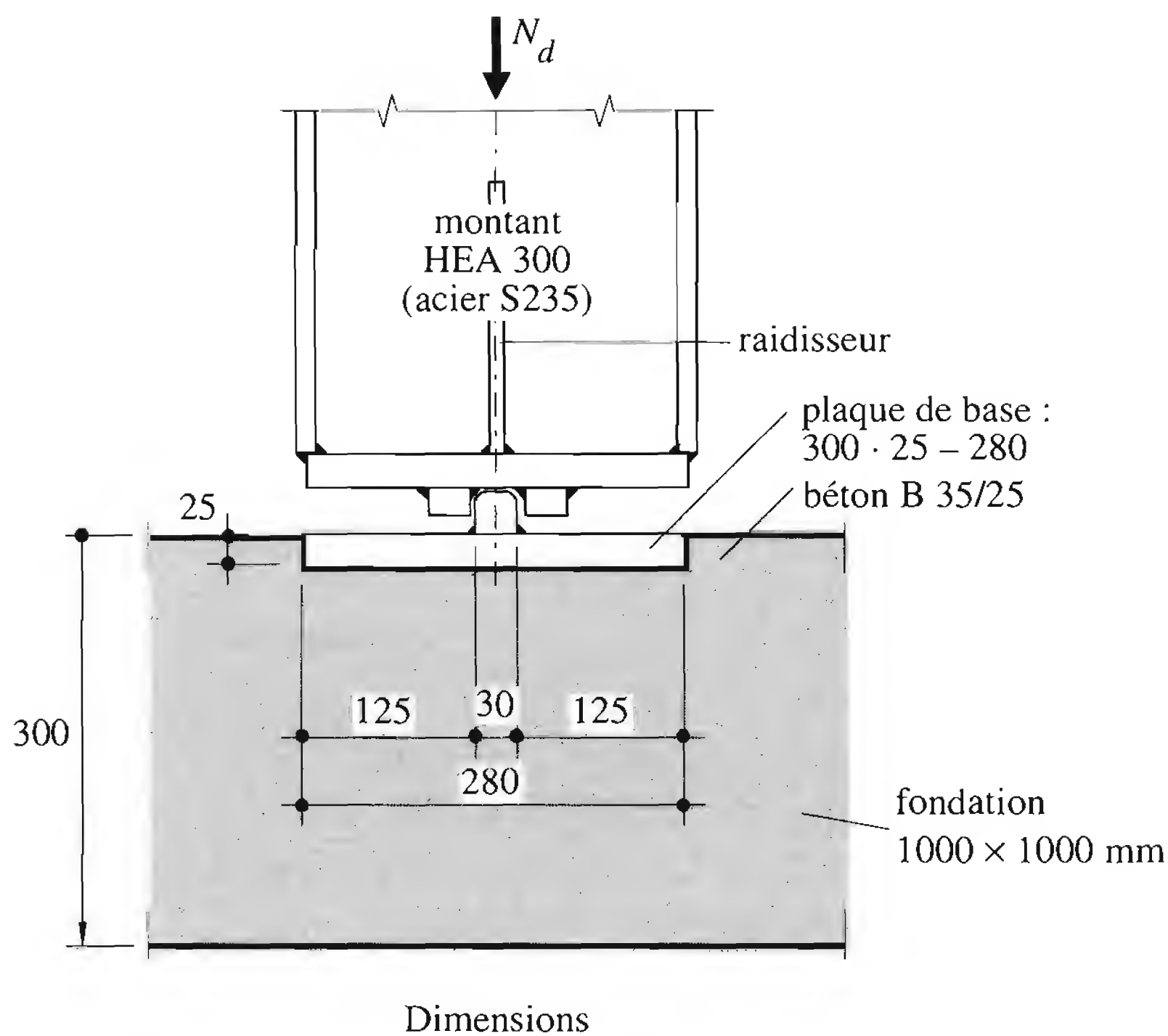


Fig. 12.54 Pied de poteau articulé avec liste de centrage.

$$A_{ef} = (30 \text{ mm} + 2 \cdot 45 \text{ mm}) \cdot 300 \text{ mm} = 36.0 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

- Résistance du béton
 - Efforts intérieurs:

$$\sigma_{moy,d} = \frac{N_{d,f}}{A_{ef}} = \frac{128.2 \cdot 10^3 \text{ N}}{36.0 \cdot 10^3 \text{ mm}^2} = 3.6 \text{ N/mm}^2$$

- Résistance locale à la compression:
- Vérification:

$$\sigma_{moy,d} = 3.55 \text{ N/mm}^2 < \frac{f_{c,sup}}{\gamma_{Rc}} = \frac{32.5 \text{ N/mm}^2}{1.2} = 27.1 \text{ N/mm}^2$$

OK

- Résistance de la plaque d'acier
 - Calculs faits pour une largeur unitaire de 1 mm.

- Efforts intérieurs:

$$M_d = \sigma_{moy,d} d e = \sigma_{moy,d} d \frac{d}{2} = 3.6 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{(45 \text{ mm})^2}{2} = 3.6 \cdot 10^3 \text{ Nmm/mm}$$

- Résistance en section:

$$M_{el} = f_y W = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{(25 \text{ mm})^2}{6} = 24.5 \cdot 10^3 \text{ Nmm/mm}$$

- Vérification:

$$M_d = 3.6 \cdot 10^3 \text{ Nmm/mm} \leq \frac{M_{el}}{\gamma_{Ra}} = \frac{24.5 \cdot 10^3 \text{ Nmm/mm}}{1.1} = 22.3 \cdot 10^3 \text{ Nmm/mm}$$

OK

Efforts intérieurs

Les conditions d'équilibre permettent de calculer la valeur des efforts intérieurs.

$$N_d + T_d - C_d = 0$$

$$M_d - T_d a_t - C_d a_c = 0$$

$$T_d = \frac{M_d - N_d a_c}{a_c + a_t} = \frac{154 \cdot 10^3 \text{ kNmm} - 226 \text{ kN} \cdot \left(\frac{290 \text{ mm} - 14 \text{ mm}}{2} \right)}{\left(\frac{290 \text{ mm} - 14 \text{ mm}}{2} \right) + \left(\frac{290 \text{ mm}}{2} + 40 \text{ mm} \right)} = 380 \text{ kN}$$

$$C_d = N_d + T_d = 226 \text{ kN} + 380 \text{ kN} = 606 \text{ kN}$$

Sécurité structurale

- Surface portante

$$A = a b = 450 \text{ mm} \cdot 350 \text{ mm} = 157.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$a_1 = a + 2 a_r = 450 \text{ mm} + 2 \cdot 175 \text{ mm} = 800 \text{ mm}$$

$$b_1 = b + 2 b_r = 350 \text{ mm} + 2 \cdot 235 \text{ mm} = 820 \text{ mm}$$

$$A_1 = a_1 b_1 = 800 \text{ mm} \cdot 820 \text{ mm} = 656.0 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Facteur de concentration

$$k_c = \sqrt{\frac{A_1}{A}} = \sqrt{\frac{656.0 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}{157.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}} = 2.04$$

Pour $k_c = 2.04$, pour l'acier S235 et pour un béton B35/25, le diagramme de la figure 12.45 donne, avec $t = 35 \text{ mm}$:

$$\frac{d}{t} \cong 1.71 \Rightarrow d = 1.71 \cdot 35 \text{ mm} = 59.85 \text{ mm} \Rightarrow d = 60 \text{ mm}$$

$$A_{ef,c} = (14 \text{ mm} + 2 \cdot 60 \text{ mm}) \cdot 350 \text{ mm} = 46.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

- Résistance du béton

- Efforts intérieurs:

$$\sigma_{moy,d} = \frac{C_d}{A_{ef,c}} = \frac{606 \cdot 10^3 \text{ N}}{46.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^2} = 12.9 \text{ N/mm}^2$$

- Résistance locale à la compression:

$$f_{c,sup} = 0.65 f_{cw,min} \sqrt{\frac{A_1}{A}} = 0.65 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot \sqrt{\frac{656.0 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}{157.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}} = 33.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 1.8 f_{cw,min} = 1.8 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 = 45 \text{ N/mm}^2$$

- Vérification:

$$\sigma_{moy,d} = 12.9 \text{ N/mm}^2 < \frac{f_{c,sup}}{\gamma_R} = \frac{33.2 \text{ N/mm}^2}{1.2} = 27.6 \text{ N/mm}^2$$

OK

- Résistance de la plaque de base (zone comprimée)

Calculs faits pour une largeur unitaire de 1 mm.

- Efforts intérieurs:

$$M_d = \sigma_{moy,d} d e = \sigma_{moy,d} d \frac{d}{2} = 12.9 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{(60 \text{ mm})^2}{2} = 23.3 \cdot 10^3 \text{ Nmm/mm}$$

- Résistance:

$$M_{el} = f_y W = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{(35 \text{ mm})^2}{6} = 48.0 \cdot 10^3 \text{ Nmm/mm}$$

- Vérification:

$$M_d = 23.3 \cdot 10^3 \text{ Nmm/mm} \leq \frac{M_{el}}{\gamma_R} = \frac{48.0 \cdot 10^3 \text{ Nmm/mm}}{1.1} = 43.6 \cdot 10^3 \text{ Nmm/mm}$$

OK

- Résistance de la plaque de base (zone des tiges)
 - Efforts intérieurs :

$$M_{\text{plaque}} = T_d e = 380 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 40 \text{ mm} = 15.2 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$
 - Résistance :

Zone d'influence de chaque tige d'ancrage

$$l_{e,0} = 2 \cdot (1.5 \cdot 40 \text{ mm}) = 120 \text{ mm}$$

Cette valeur correspond à l'entraxe des tiges :

$$l_e = 3 l_{e,0} = 3 \cdot 120 \text{ mm} = 360 \text{ mm} > b = 350 \text{ mm} \Rightarrow l_e = 350 \text{ mm}$$

$$M_{el} = f_y l_e W = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 350 \text{ mm} \cdot \frac{(35 \text{ mm})^2}{6} = 16.8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$
 - Vérification :

$$M_{\text{plaque}} = 15.2 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \leq \frac{M_{el}}{\gamma_R} = \frac{16.8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1.1} = 15.3 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \quad \text{OK}$$
- Résistance des tiges d'ancrage
 - Résistance (tiges M20 en acier 10.9, non précontraintes) :

$$T_R = 0.6 \cdot f_{uB} \cdot A_s = 0.6 \cdot 1000 \text{ N/mm}^2 \cdot 245 \text{ mm}^2 = 147.0 \cdot 10^3 \text{ N} = 147.0 \text{ kN}$$

$$V_R = 0.4 \cdot f_{uB} \cdot A_s = 0.4 \cdot 1000 \text{ N/mm}^2 \cdot 245 \text{ mm}^2 = 98.0 \cdot 10^3 \text{ N} = 98.0 \text{ kN}$$
 - Vérification :

On vérifie les tiges d'ancrage avec une formule d'interaction traction-cisaillement (pour 1 tige).

$$\left(\frac{T_d/3}{T_R/\gamma_R} \right)^2 + \left(\frac{V_d/3}{V_R/\gamma_R} \right)^2 = \left(\frac{380 \text{ kN}/3}{147.0 \text{ kN}/1.1} \right)^2 + \left(\frac{35.9 \text{ kN}/3}{98.0 \text{ kN}/1.1} \right)^2 = 0.917 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Références

- [12.1] GALEA, Y., *Déversement des barres à section et I bissymétriques et hauteur d'âme bilinéairement variable*. Construction métallique, Vol. 23, N° 2, St-Rémy-lès-Chevreuse, 1986, pp. 50-54.
- [12.2] CIDECT, *Guide de dimensionnement – Assemblages de sections creuses circulaires (CHS) sous chargement statique prédominant*. Verlage TÜV Rheinland, Köln, 1991.
- [12.3] CIDECT, *Guide de dimensionnement – Assemblages des sections creuses rectangulaires (RHS) sous chargement statique prédominant*. Verlag TÜV Rheinland, Köln, 1993.
- [12.4] BEER, H. und SCHULZ, G., *Biegeknicken gerader, planmässig zentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl*. Convention européenne de la construction métallique, Rapport CECM-VIII-73-1, Rotterdam, 1973.
- [12.5] ITBTP/CTICM, *Règles de calcul des constructions en acier (Règles CM 66)*. Editions Eyrolles, 11^e éd., Paris, 1990.
- [12.6] BAAR, S., *Etude théorique et expérimentale du déversement des poutres à membrures tubulaires*. Centre de recherches scientifiques et techniques de l'industrie des fabrications métalliques (CRIF), MT 43, Bruxelles, 1968.
- [12.7] TIMOSHENKO, S.P., *Théorie de la stabilité élastique*, 2^e édition, Dunod, Paris, 1966.
- [12.8] PETERSEN, C., *Statik und Stabilität der Baukonstruktionen*. Vieweg & Sohn, 2. Auflage, Braunschweig/Wiesbaden, 1982.
- [12.9] CRIF, *Notes techniques sur les constructions métalliques, B-10.51 Problèmes d'instabilité des éléments de construction*, Commission pour l'étude de la construction métallique, Centre de recherches scientifiques et techniques de l'industrie des fabrications métalliques (CRIF), Bruxelles, 1957.
- [12.10] LESCOUARC'H, Y., *Les pieds de poteaux articulés en acier*. Centre technique industriel de la construction métallique, St-Rémy-lès-Chevreuse, 1982.

13 Ossatures de bâtiments à étages



Hall d'entrée du Centre suisse de paraplégiques, Nottwil (LU)

Ce hall d'entrée de 60 m de longueur et d'une largeur variant de 20 m à 13.5 m est recouvert d'une toiture de verre de 750 m² permettant au soleil de pénétrer dans les bâtiments. Les poutres courbes sous-tendues supportent des consoles spécialement conçues pour donner l'impression que la toiture de verre flotte au-dessus de la structure métallique apparente.

Maître de l'ouvrage : Schweizer Paraplegiker-Stiftung, Nottwil

Architecte : Wilfrid + Katharina Steib, Basel

Ingénieur : Cyril J. Burger AG, Basel ; Desserich + Partner, Luzern ; M. Steiger, Luzern

Année de mise en service : 1990

Photo Schweizer Paraplegiker-Stiftung Basel

13.1 Introduction

Nous avons présenté au chapitre 4 différents systèmes porteurs et de stabilisation des bâtiments qu'il est possible de concevoir avec les produits en acier existant sur le marché. Contrastant avec les systèmes porteurs de halles, qui sont des cadres plans parallèles, de nombreuses ossatures de bâtiment sont organisées spatialement et comportent en particulier des éléments structuraux orientés selon trois directions: des *poteaux* selon la verticale et deux réseaux de *poutres* horizontales, disposés le plus souvent orthogonalement (fig. 13.1). Les poutres ont pour fonction essentielle de supporter le poids des dalles et les charges utiles tandis que les poteaux, qui supportent les poutres, doivent reporter ces charges de gravité vers les fondations.

On ne considère habituellement comme faisant partie de l'ossature spatiale que les éléments assurant un rôle porteur direct. C'est ainsi qu'on distingue les *poutres primaires* (ou *sommiers*), qui transmettent leurs réactions aux poteaux, et les *poutres secondaires* (ou *solives*), qui reportent vers les poutres primaires le poids des dalles et les charges utiles. Les poutres secondaires ne sont alors pas considérées comme des composants structuraux de l'ossature; leur action est simplement représentée par des forces appliquées aux poutres primaires.

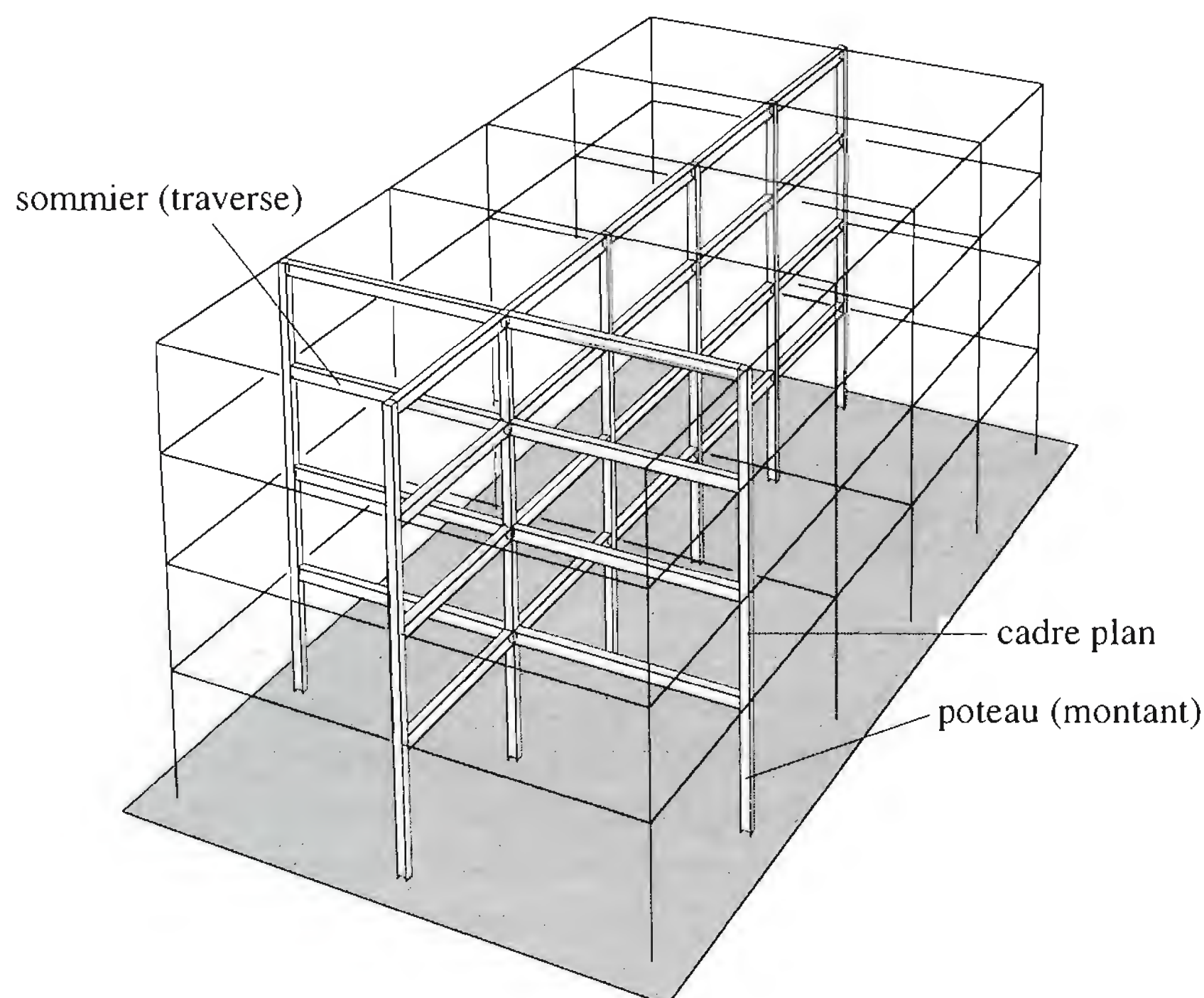


Fig. 13.1 Ossature de bâtiment avec éléments structuraux orientés selon trois directions.

Pour le dimensionnement, l'ossature spatiale est souvent modélisée par deux systèmes orthogonaux d'ossatures planes, appelées aussi *cadres plans*. Le calcul statique est effectué pour chacun de ces systèmes de cadres et les efforts intérieurs obtenus sont affectés aux éléments structuraux auxquels ils se rapportent. La vérification de ces éléments est effectuée pour l'action conjointe de ces efforts intérieurs. Cette manière de faire n'a d'autre but que de simplifier le calcul statique, que celui-ci soit conduit manuellement ou à l'aide de l'ordinateur. Rien n'empêche évidemment de faire l'analyse de l'ossature spatiale en tant que telle; cela n'est guère praticable à la main mais l'est bien davantage à l'aide de logiciels appropriés.

Compte tenu de la grande similitude existant entre les cadres plans de halles et les cadres plans d'ossatures de bâtiment, la matière générale présentée au chapitre 11, à tout le moins quant au calcul des cadres, reste valable.

Le présent chapitre est consacré au calcul statique des cadres de bâtiments et de leurs éléments structuraux. Après le comportement structural d'un cadre (sect. 13.2), nous présentons deux façons de modéliser la structure pour effectuer le calcul des cadres (sect. 13.3) ainsi que la détermination des longueurs de flambage (sect. 13.4). Sur ces bases, nous abordons le dimensionnement des différents types de poteaux métalliques et mixtes acier-béton (sect. 13.5 et 13.6). Finalement, nous introduisons le calcul des cadres à nœuds semi-rigides (sect. 13.7) aussi bien métalliques que mixtes.

13.2 Comportement structural d'un cadre

Les différents systèmes porteurs des bâtiments sont principalement les *ossatures articulées* (fig. 4.2 et 4.3), d'une part, et les *ossatures à nœuds rigides* (fig. 4.8 et 4.9), d'autre part. Pour résister aux efforts horizontaux, ces ossatures sont stabilisées par des noyaux centraux en béton armé, par des contreventements ou par des murs de refend. Dans les ossatures à nœuds rigides, les éléments sont assemblés de manière à développer un certain effet de cadre. Tout ou partie de leur stabilité globale est donc assurée sans avoir recours à des contreventements. Toutefois, de telles ossatures sont malgré tout souvent contreventées pour réduire encore davantage les déplacements horizontaux en service, en particulier sous l'effet du vent.

13.2.1 Classification des cadres

Pour l'analyse d'un cadre de bâtiment, nous devons, tout comme pour un cadre de halle, le caractériser. Ainsi, les cadres sont classés en :

- cadre *contreventé* (tenu latéralement) ou *non contreventé* (non tenu latéralement),
- cadre *rigide* ou *souple*.

Les critères servant à cette classification, de même que l'incidence de cette classification sur le mode de reprise des efforts horizontaux et sur le choix d'une méthode de calcul, ont été développés au paragraphe 11.2.5 et à la section 11.3.

13.2.2 Imperfections

Les imperfections globales de l'ossature (faux aplomb) et des éléments comprimés (défaut de rectitude, contraintes résiduelles, etc.) jouent également un rôle important. Elles sont normalement représentées par une rotation initiale φ_0 et une flèche initiale w_0 . La norme SIA 161 et l'Eurocode 3 fournissent les valeurs des imperfections équivalentes à considérer (voir aussi § 11.2.3).

Selon l'Eurocode 3, elles ne doivent être prises en compte que lors de l'analyse d'un cadre souple et ne s'appliquent qu'aux seuls poteaux particulièrement flexibles qui transmettent des moments. Ces poteaux sont ceux pour lesquels la valeur de dimensionnement de l'effort de compression excède 25% de la charge ultime de flambage du poteau, calculée sur la base d'une longueur de flambage égale à la longueur d'épure (hauteur d'étage).

Une ossature de bâtiment stabilisée par un noyau central ou des parois en béton armé peut normalement être considérée comme contreventée et rigide. Ceci implique de concevoir et de dimensionner le système de stabilisation (chap. 14) pour qu'il transmette les forces horizontales agissant sur le bâtiment, que ce soient les forces transmises directement ou indirectement au travers de l'ossature contreventée, ou les forces équivalentes aux imperfections locales des éléments comprimés (flèche initiale w_0) et aux imperfections globales (rotation initiale φ_0) du système de stabilisation. Il semble toutefois raisonnable d'admettre que les effets des imperfections globales puissent être négligés dans les situations de risque où les forces horizontales sont prépondérantes, telles que les efforts dus au vent par exemple.

13.3 Calcul statique des cadres

Nous avons vu (sect. 11.5) que dans bon nombre de cas un calcul au premier ordre suffit. Dans les cas où il faut évaluer les efforts intérieurs au second ordre, on utilise un calcul direct ou une procédure approchée. Cette dernière consiste à déterminer les moments de flexion au premier ordre puis à majorer la contribution des moments de déformation latérale à l'aide d'un coefficient d'amplification.

13.3.1 Système global

Le calcul statique d'un cadre de bâtiment s'effectue de manière similaire à celui d'un cadre de halles. Le cadre est considéré comme un *système statique global* dont la sécurité structurale doit être vérifiée pour un certain nombre de situations de risque. Le fait qu'un cadre de bâtiment comporte normalement plusieurs travées et plusieurs étages implique souvent la nécessité de devoir considérer différents cas de disposition de charges utiles possibles pour une même situation de risque.

Le calcul ne peut porter que sur une structure préalablement définie, c'est-à-dire dont les éléments structuraux ont fait l'objet d'un prédimensionnement basé sur des règles empiriques (annexe A 6.1), des méthodes simplifiées, voire l'expérience professionnelle en la matière.

13.3.2 Juxtaposition d'éléments structuraux

La *vérification* de la sécurité d'un cadre s'effectue souvent en le considérant comme la *juxtaposition d'éléments structuraux*. Dans les ossatures de bâtiment, les poutres sont soumises principalement à la flexion (normalement, les efforts normaux restent toujours faibles) tandis que les poteaux sont sollicités en compression dominante, voire en flexion composée. Les poutres fléchies ont été étudiées au chapitre consacré aux sommiers et solives (chap. 10).

Pour les parties comprimées des cadres contreventés ou non contreventés rigides, on substitue à l'étude de la stabilité de la structure entière celle des montants considérés comme des barres bi-articulées dont les nœuds sont fixes (non déplaçables), soumise à ses extrémités à un effort normal constant N et aux efforts intérieurs de continuité (moment de flexion M et effort tranchant V) calculés aux nœuds réels de la structure. La longueur de flambage h_K de la barre dépend des degrés d'encastrement aux nœuds. En plus des efforts d'extrémité, certains montants supportent également des forces transversales réparties ou ponctuelles dont il faut tenir compte lors des vérifications (sect. 12.4 et TGC vol. 10, chap. 6)).

Le calcul des cadres non contreventés souples peut être conduit selon la même approche que celui des cadres non contreventés rigides; toutefois l'instabilité de ces cadres se produira selon un mode à nœuds déplaçables.

13.4 Longueur de flambage

Comme déjà signalé au paragraphe 11.4.5, l'évaluation des longueurs de flambage des poteaux appartenant à des cadres de bâtiment est menée selon une procédure basée ici encore sur le concept de sous-structure, mais adaptée au caractère multi-étagé de tels cadres. Au besoin, le calcul de la structure entière, basé sur la charge critique élastique, par la méthode des déplacements par exemple, permet de trouver une longueur de flambage pour chaque poteau et ce, avec une meilleure précision que par la méthode approchée de la barre équivalente.

13.4.1 Mode de flambage à nœuds fixes

Dans un cadre dont les nœuds sont considérés comme fixes latéralement, la longueur de flambage des poteaux est toujours inférieure à la hauteur d'étage h (fig. 13.2). Si un poteau est assemblé rigidement aux poutres adjacentes (ou à la fondation) et que ces poutres ont une rigidité très grande vis-à-vis de celle du poteau, la longueur de flambage est égale à la demi-longueur du poteau. Si le poteau est théoriquement bi-articulé, la longueur de flambage est égale à h . En réalité, les assemblages avec les poutres ne constituent que des encastremements partiels; ainsi, la longueur de flambage h_K des poteaux se situe entre $0.5 h$ et $1.0 h$.

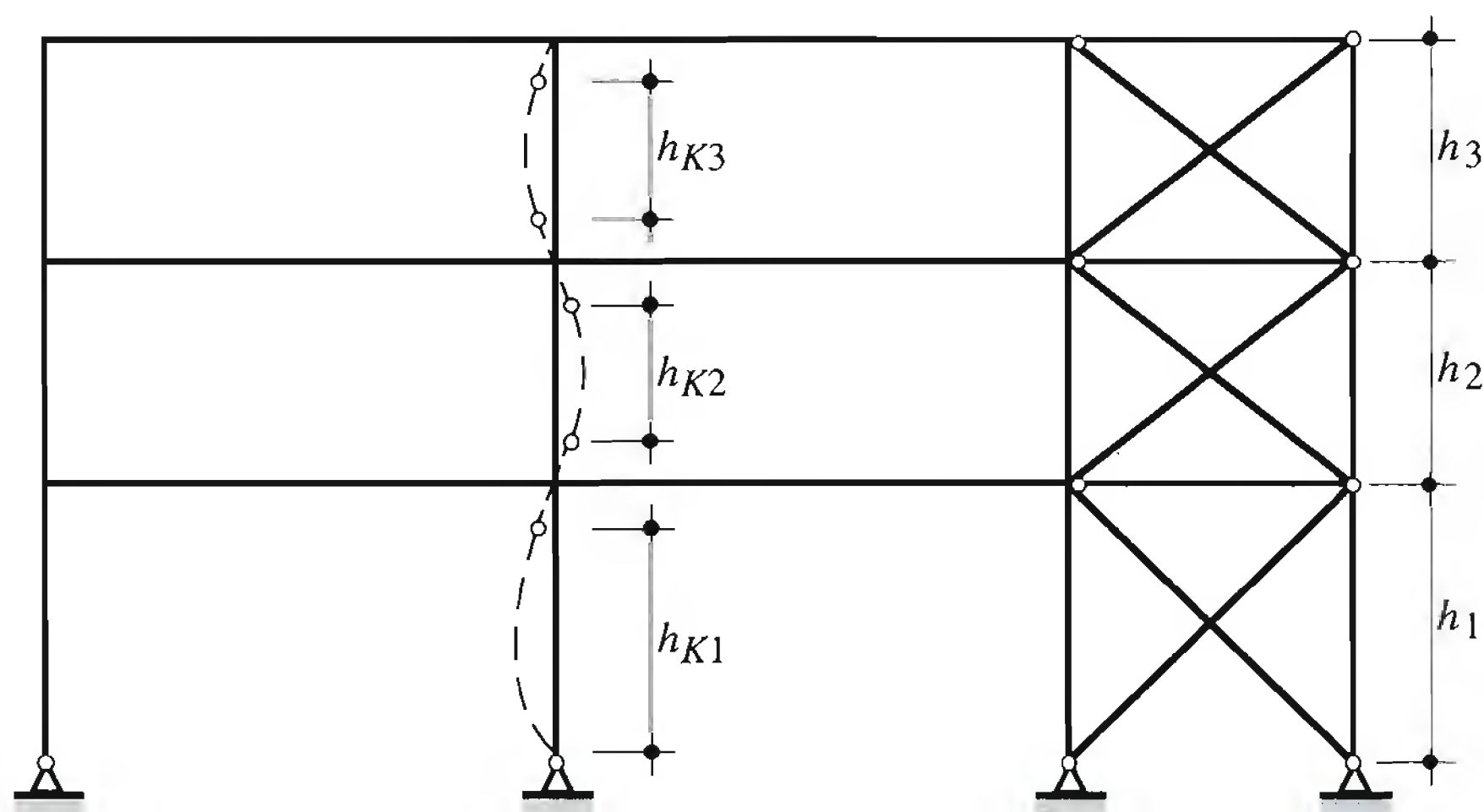


Fig. 13.2 Déformées et longueurs de flambage des poteaux de cadres à nœuds fixes et rigides.

Outre les méthodes dites «exactes» qui tiennent compte des rigidités flexionnelle et torsionnelle de toutes les barres adjacentes au poteau, des méthodes approchées permettent de calculer les longueurs de flambage. Nous avons déjà présenté au paragraphe 11.4.5 une méthode bien adaptée aux cadres de halle, mais qui l'est moins pour les cadres de bâtiment à étages. Une autre méthode approchée, fondée sur le concept de sous-structure (et reposant de ce fait sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices) et appelée communément *méthode de Wood*, a été adoptée par l'Eurocode 3. Elle se présente sous la forme d'un abaque dans lequel on entre avec les valeurs des rigidités relatives aux extrémités d'un poteau et d'où l'on tire un coefficient de longueur de flambage $\beta = h_K / h$.

Considérons le sous-ensemble relatif au poteau m du cadre tenu latéralement de la figure 13.3. En première approximation, la présence des poteaux prolongeant éventuellement le poteau étudié vers le haut et vers le bas n'est pas prise en considération. Les valeurs des coefficients de rigidité relative η_{sup}

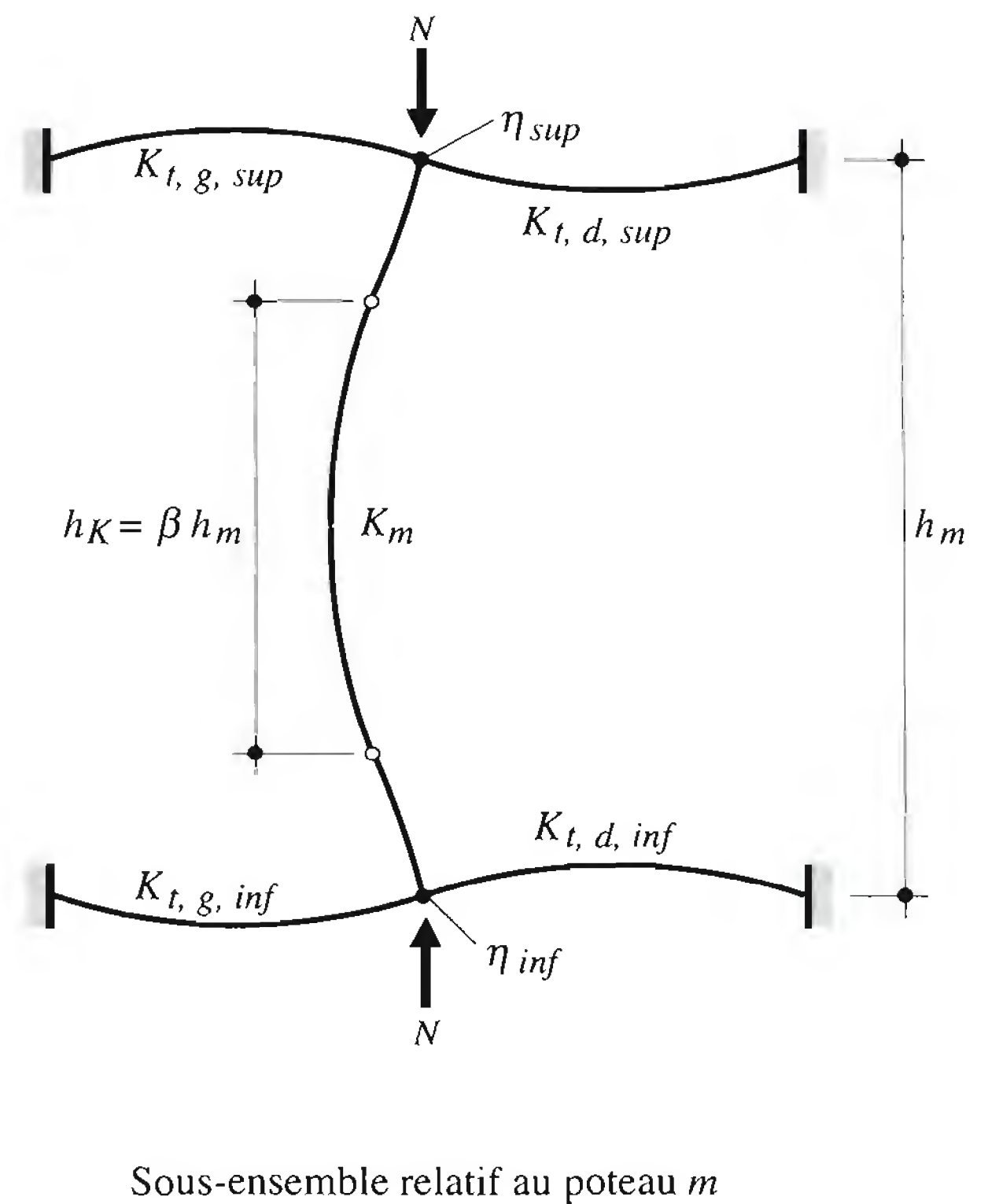
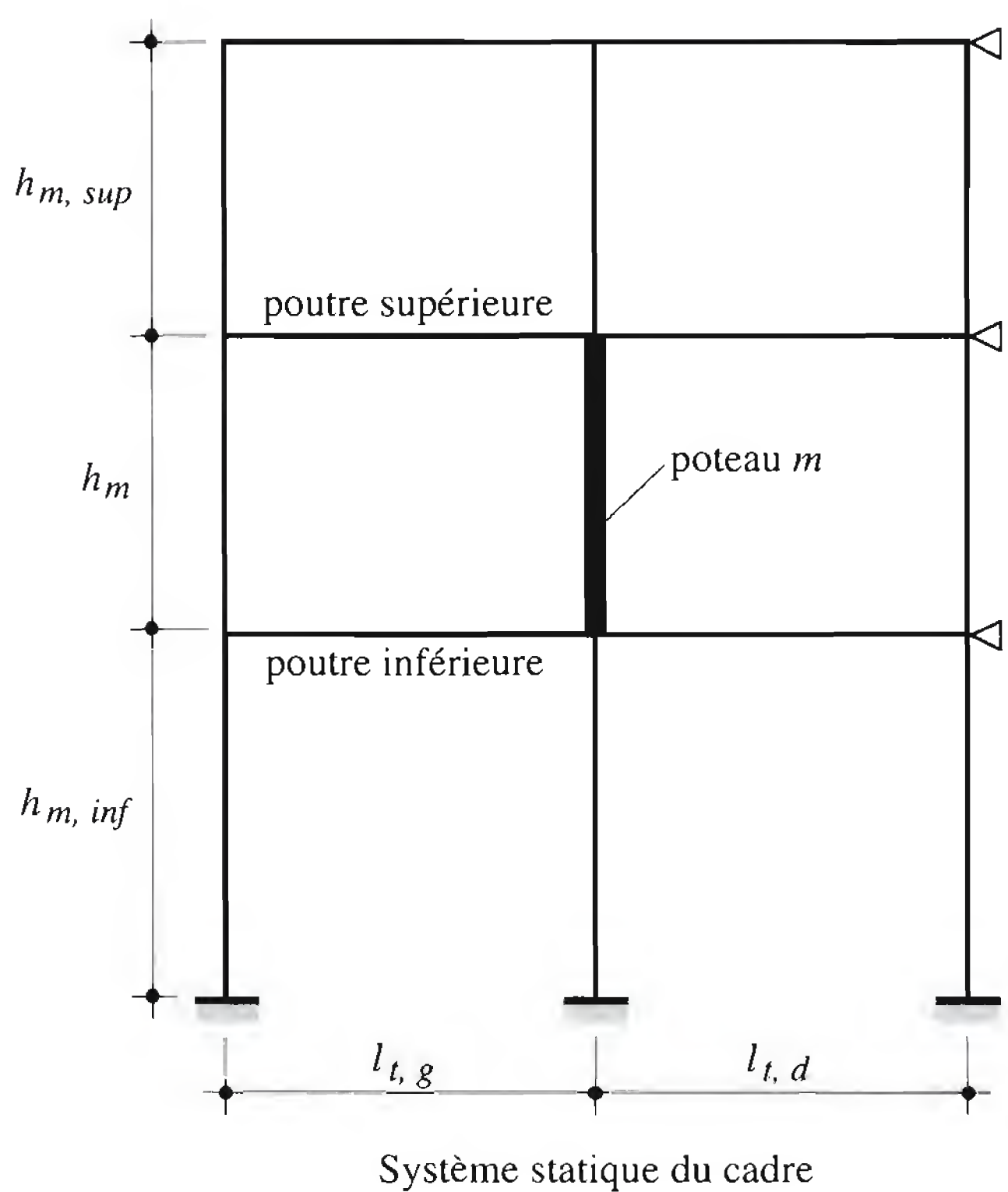


Fig. 13.3 Sous ensemble d'ossature: mode de flambage à nœuds fixes.

et η_{inf} aux extrémités supérieure et inférieure du poteau sont calculés à l'aide de formules analogues à celles des facteurs de distribution de la méthode de Cross:

$$\eta_{sup} = \frac{K_m}{K_m + \sum K_{t, sup}} \quad (13.1)$$

$$\eta_{inf} = \frac{K_m}{K_m + \sum K_{t, inf}} \quad (13.2)$$

avec, en se référant à la figure 13.3:

$K_m = E I_m / h_m$: rigidité du poteau considéré, de moment d'inertie I_m et de longueur h_m

$K_t = E I_t / l_t$: rigidité d'une poutre de moment d'inertie I_t et de longueur l_t (§ 13.4.3)

$\sum K_{t, sup} = K_{t, g, sup} + K_{t, d, sup}$

$\sum K_{t, inf} = K_{t, g, inf} + K_{t, d, inf}$

Indices:

m : poteau (montant)

t : poutre (traverse)

sup : tête du poteau

inf : base du poteau

d : à droite du poteau

g : à gauche du poteau

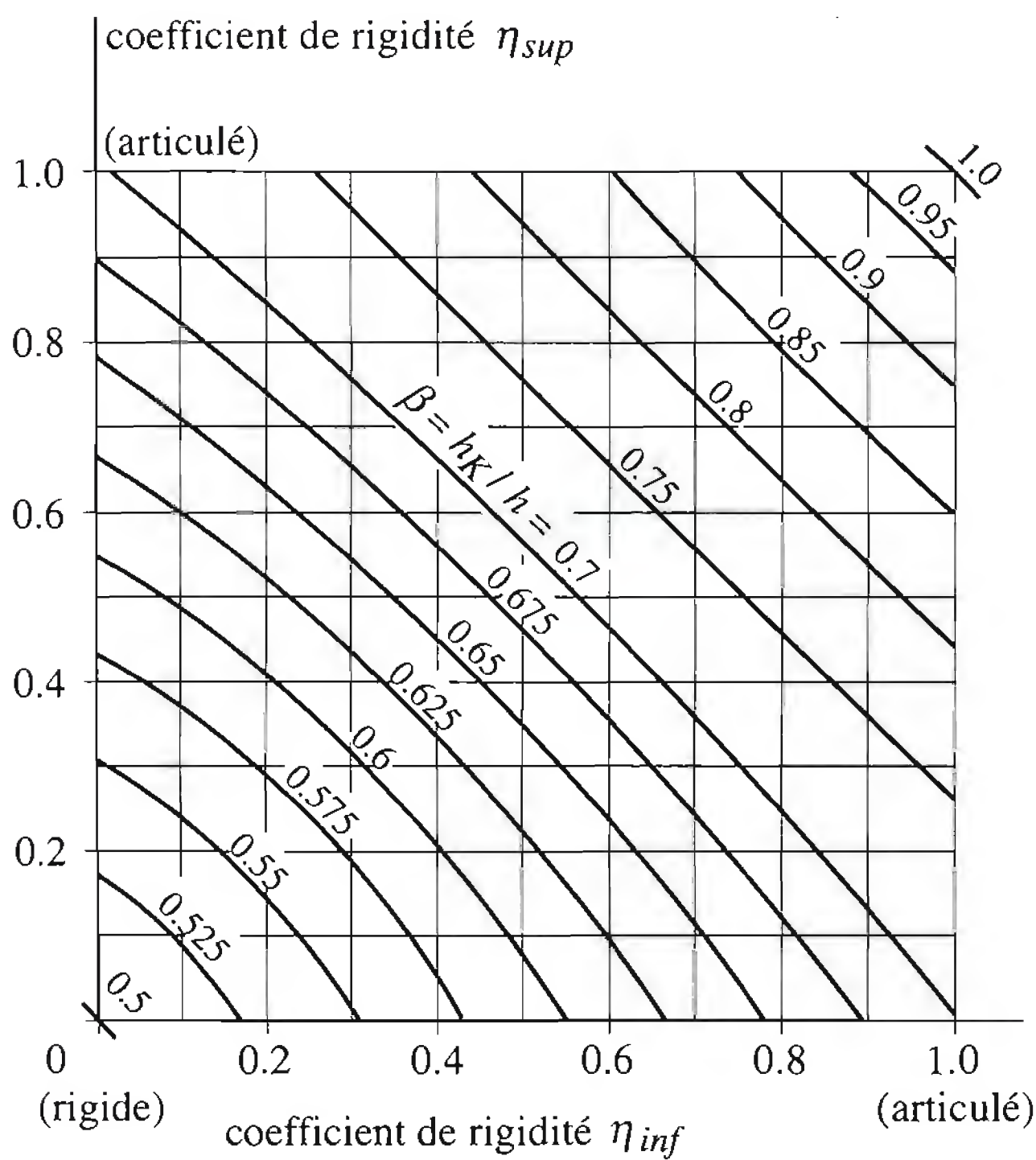
Nous avons admis, pour le modèle ci-dessus (équations 13.1 et 13.2), que le poteau n'est pas continu et que l'effort normal de compression N s'applique à ses extrémités. Ce modèle peut être généralisé au cas du poteau continu; pour simplifier, on postule alors que les valeurs du rapport N / N_{cr} des tronçons successifs du poteau sont identiques. Dans le cas où ce rapport varie, la valeur de la longueur de flambage obtenue à partir de la méthode ci-dessous est celle qui correspond au tronçon de poteau continu ayant le plus grand rapport N / N_{cr} . Les expressions des coefficients de rigidité relative sont alors modifiées comme suit:

$$\eta_{sup} = \frac{K_m + K_{m,sup}}{K_m + K_{m,sup} + \sum K_{t,sup}} \quad (13.3)$$

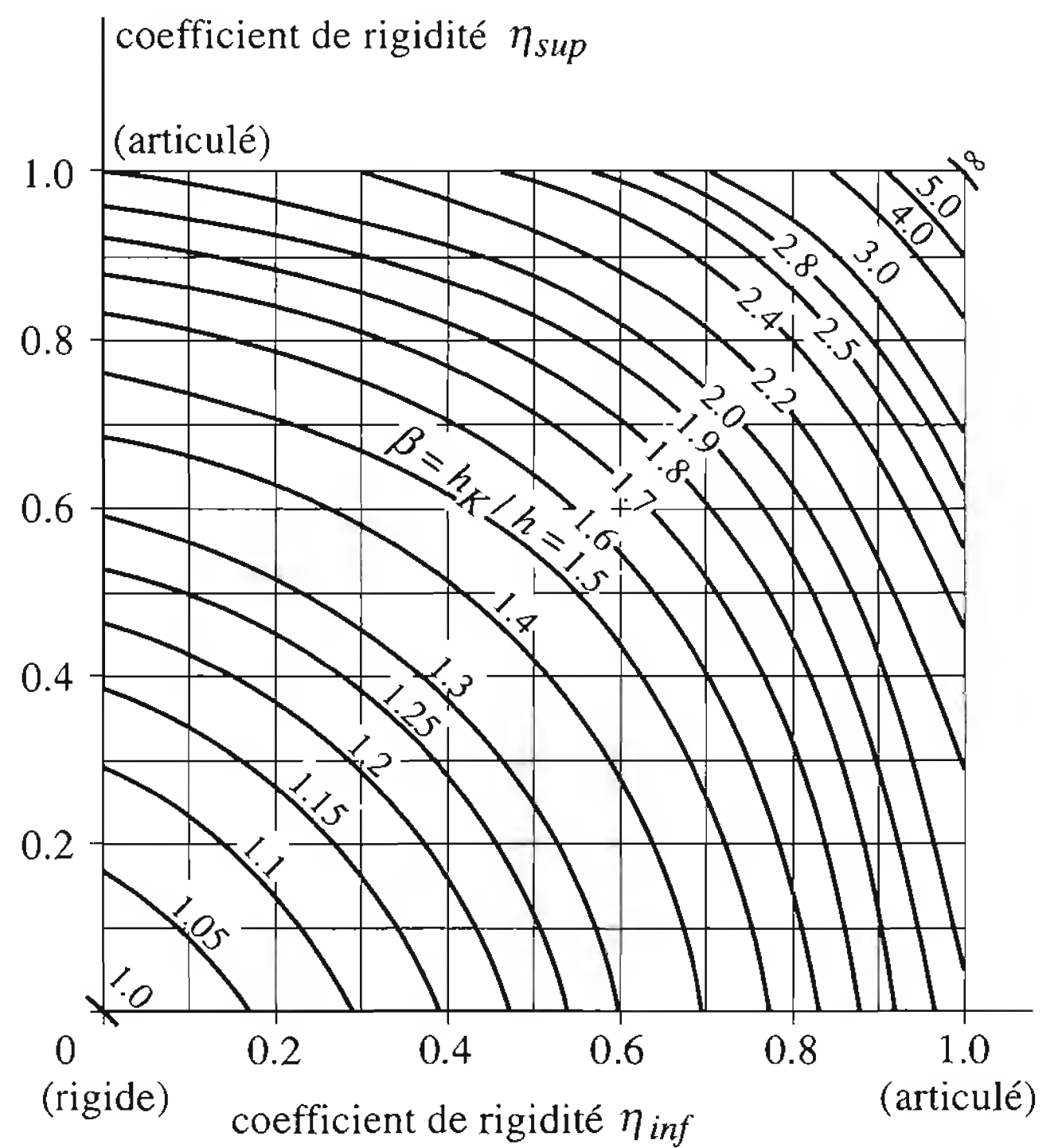
$$\eta_{inf} = \frac{K_m + K_{m,inf}}{K_m + K_{m,inf} + \sum K_{t,inf}} \quad (13.4)$$

La longueur de flambage h_K est tirée de l'abaque de la figure 13.4(a) à l'aide du coefficient β :

$$h_K = \beta h \quad (13.5)$$



(a) Mode à nœuds fixes



(b) Mode à nœuds déplaçables

Fig. 13.4 Coefficient de longueur de flambage β des poteaux d'un sous-ensemble.

Au lieu d'être déterminée à l'aide de l'abaque de la figure 13.4(a), la longueur de flambage peut être calculée avec une bonne précision, en fonction des coefficients de rigidité relative aux extrémités, à l'aide de l'expression empirique suivante donnée dans l'Eurocode 3:

$$\beta = \frac{1 + 0.145 (\eta_{inf} + \eta_{sup}) - 0.265 \eta_{inf} \eta_{sup}}{2 - 0.364 (\eta_{inf} + \eta_{sup}) - 0.247 \eta_{inf} \eta_{sup}} \quad (13.6)$$

13.4.2 Mode de flambage à nœuds déplaçables

Pour un cadre dont les nœuds poutre-poteau peuvent se déplacer latéralement, la longueur de flambage h_K est toujours supérieure à la hauteur d'étage h du poteau. Elle peut même tendre vers l'infini si les poutres sont très souples par rapport aux poteaux.

La méthode de Wood introduite au paragraphe précédent peut être adaptée au mode d'instabilité à nœuds déplaçables. Toutefois, compte tenu des hypothèses simplificatrices adoptées, elle ne peut être utilisée que si le cadre est régulier, c'est-à-dire que la hauteur, le moment d'inertie et le rapport N / N_{cr} des poteaux ne diffèrent pas trop d'un poteau à l'autre.

La longueur de flambage d'un poteau continu est obtenue à partir d'un abaque (fig. 13.4(b)) dans lequel on entre avec les coefficients de rigidité relative aux extrémités du poteau, coefficients dont les expressions sont identiques aux expressions (13.1) à (13.6). Au lieu d'être déterminée à l'aide de l'abaque de la figure 13.4(b), la longueur de flambage peut être calculée avec une bonne précision, en fonction des coefficients de rigidité relative aux extrémités, à l'aide de l'expression empirique suivante (Eurocode 3):

$$\beta = \sqrt{\frac{1 - 0.2 (\eta_{inf} + \eta_{sup}) - 0.12 \eta_{inf} \eta_{sup}}{1 - 0.8 (\eta_{inf} + \eta_{sup}) + 0.60 \eta_{inf} \eta_{sup}}} \quad (13.7)$$

13.4.3 Rigidité des poutres et des pieds de poteau

La *rigidité des poutres* – non soumises à un effort normal significatif – peut être déterminée à l'aide du tableau 13.5, colonne 3. Les expressions données dans ce tableau sont fonction de la condition d'encastrement de la poutre à son extrémité B opposée à celle du poteau. Elles sont valables pour autant que la poutre reste dans le domaine élastique. Si la valeur de dimensionnement du moment de flexion M_d dans une poutre dépasse en un point le moment limite élastique M_{el} , la poutre doit être considérée comme articulée à cet endroit, ce qui modifie alors son système statique.

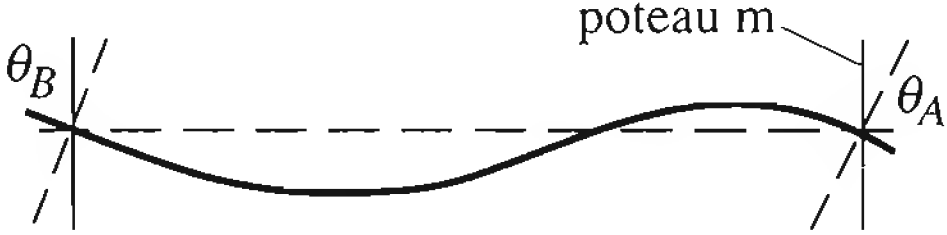
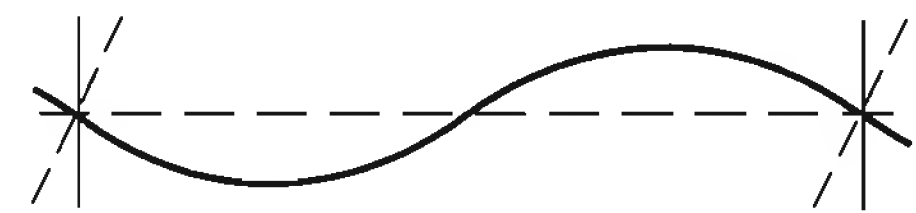
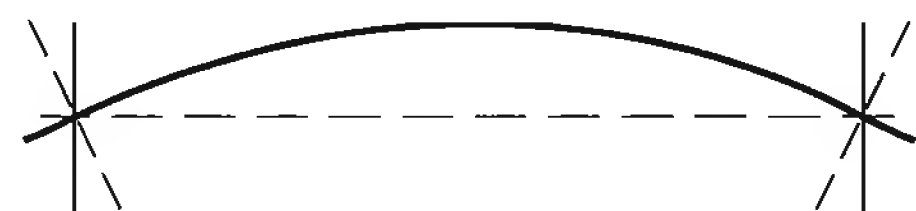
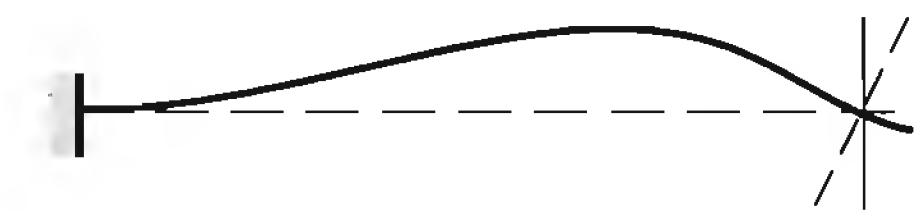
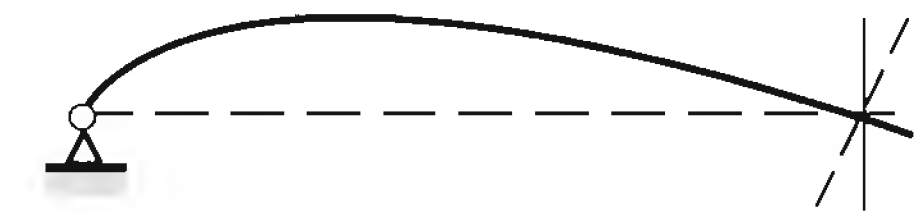
Dans le cas où la poutre est soumise à un effort normal significatif, sa rigidité flexionnelle en est réduite. Cette réduction peut être appliquée en utilisant l'approche simplifiée suivante:

- en cas d'effort normal de traction, négliger totalement le gain de rigidité,
- en cas d'effort normal de compression, prendre en compte la perte de rigidité en multipliant la rigidité par le facteur donné au tableau 13.5, colonne 4.

Lorsqu'une poutre est assemblée de manière semi-rigide à ses extrémités (sect. 13.7), sa rigidité doit être réduite en conséquence. La semi-rigidité des assemblages est répercutée sous forme d'un facteur de réduction de la rigidité qu'aurait la poutre si elle était dotée d'assemblages rigides.

En ce qui concerne la *rigidité des pieds de poteau*, il est généralement admis en pratique de considérer qu'un pied articulé sur la fondation soit caractérisé par une valeur η_{inf} égale à 0.05. A l'inverse, il est recommandé de ne jamais compter sur une valeur η_{inf} supérieure à 0.95 pour un pied de poteau présumé encastré.

Tableau 13.5 Rigidités des poutres.

Schéma statique	Condition à l'extrémité B de la poutre	Rigidité des poutres (N_d faible)	Facteur de réduction de la rigidité en présence de N_d
	Cas général $\theta_B \neq \theta_A$ mais $\theta_B \neq 0$	$\left(1.0 + 0.5 \frac{\theta_B}{\theta_A}\right) \frac{I_t}{l_t}$	
	Double courbure $\theta_B = \theta_A$	$1.5 \frac{I_t}{l_t}$	$1.0 - 0.2 \frac{N_d}{N_{cr}}$
	Simple courbure $\theta_B = -\theta_A$	$0.5 \frac{I_t}{l_t}$	$1.0 - 1.0 \frac{N_d}{N_{cr}}$
	Encastré $\theta_B = 0$	$1.0 \frac{I_t}{l_t}$	$1.0 - 0.4 \frac{N_d}{N_{cr}}$
	Articulé $M_B = 0$	$0.75 \frac{I_t}{l_t}$	$1.0 - 1.0 \frac{N_d}{N_{cr}}$

13.5 Poteaux métalliques

Les principes de dimensionnement des éléments comprimés ont été largement exposés dans le TGC volume 10, chapitre 6. Lors du calcul statique de l’ossature métallique des bâtiments, il a été fait appel à la notion de *longueur de flambage*, ce qui permet de considérer les poteaux continus comme des barres biarticulées sollicitées par des forces extérieures représentant l’effet des actions et des imperfections ainsi que le type de cadre (contreventé ou non contreventé, rigide ou souple).

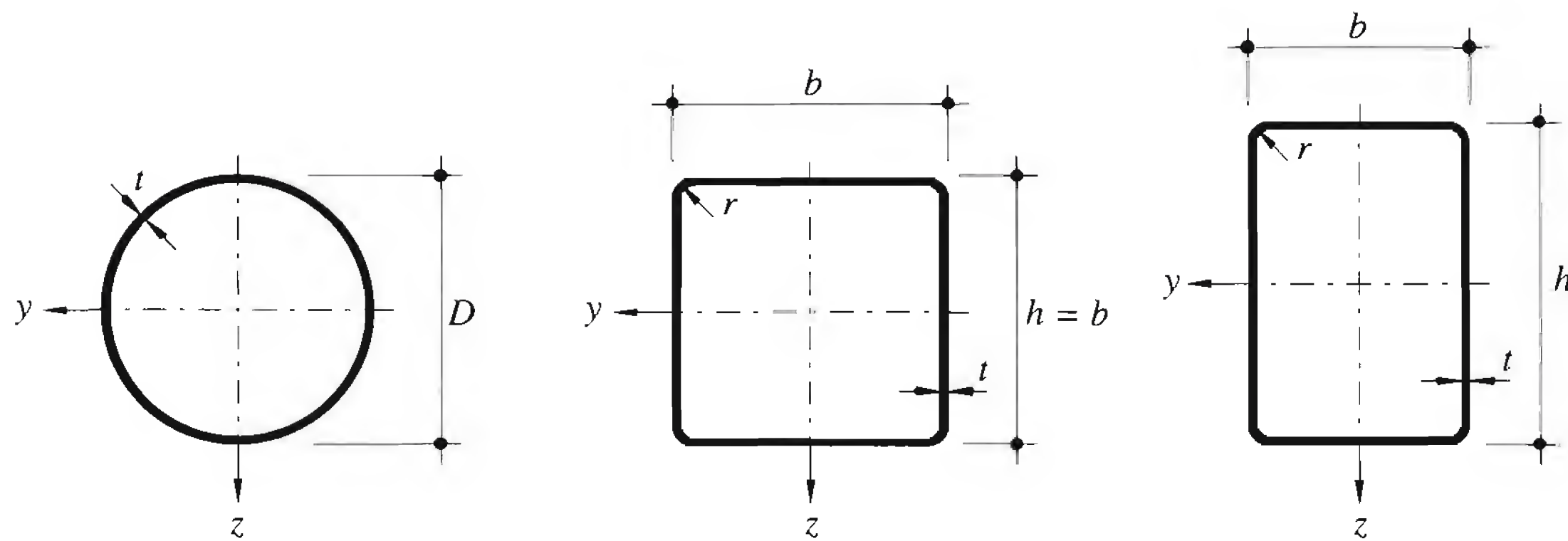
Cette section passe en revue le dimensionnement de différents types de poteaux métalliques. Les poteaux mixtes sont traités à la section 13.6.

13.5.1 Profils en double té

Ce type de profil est traité très en détail à la section 6.3 du TGC volume 10 (profilés laminés), avec des exemples numériques à l’appui, ainsi qu’à la section 12.4 du présent volume pour les montants d’ossature de halle.

13.5.2 Profils creux

Nous allons résumer ici le dimensionnement des poteaux de bâtiment constitués de profils creux de forme circulaire et rectangulaire (fig. 13.6), soumis à un effort normal ou à l’interaction entre l’effort



- b : largeur extérieure du profil carré ou rectangulaire
 D : diamètre extérieur du profil circulaire
 h : hauteur extérieure du profil carré ou rectangulaire
 r : rayon intérieur des angles du profil carré ou rectangulaire
 t : épaisseur de la paroi

Fig. 13.6 Profils creux.

normal et la flexion [13.1]. Pour ce type de section, seul le mode de flambage par flexion doit être considéré, car la grande rigidité en torsion des profils creux empêche tout flambage par flexion et torsion.

Profils à paroi normale

Les profils creux à paroi normale sont ceux dans lesquels le voilement local n'intervient pas lorsqu'ils sont sollicités en compression, autrement dit les profils creux des classes 1, 2 et 3 selon la classification de l'Eurocode 3. Les limites d'élancement de paroi de la classe 3 sont les suivantes (f_y en N/mm²):

- Profils carrés ou rectangulaires:

paroi comprimée (largeur b):

$$\frac{b - 3t}{t} \leq 42 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (13.8)$$

paroi fléchie (hauteur h):

$$\frac{h - 3t}{t} \leq 124 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (13.9)$$

- Profils circulaires:

$$\frac{D}{t} \leq 90 \frac{235}{f_y} \quad (13.10)$$

Si ces limites sont dépassées, les profils sont dits à paroi mince (de classe 4) et le voilement local des parois doit être pris en compte dans le dimensionnement.

La résistance ultime au flambage N_K d'un poteau à section creuse est donnée par l'équation (12.33):

$$N_K = \kappa f_y A \quad (13.11)$$

- κ : coefficient de flambage
- f_y : limite d'élasticité de l'acier du profil
- A : aire de la section du profil

Le coefficient de flambage κ est donné par les courbes de flambage de la figure 12.25, qui correspondent aux profils creux du tableau 13.7.

Tableau 13.7 Courbes de flambage à utiliser pour les profils creux.

Profil creux formé	Acier	Courbe	Conditions
à chaud	S235	a	—
	S275	a	—
	S355	a	—
à chaud	S460	a0	—
à froid	S235	b	Courbe b en utilisant pour f_y la limite d'élasticité f_{yb}
	S275	b	
	S355	b	
	S460	b	
à froid	S235	c	Courbe c en utilisant pour f_y la limite d'élasticité f_{ya}
	S275	c	
	S355	c	

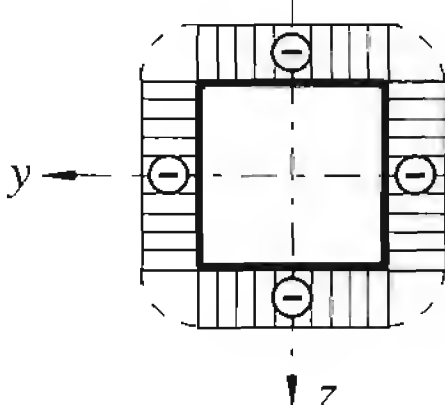
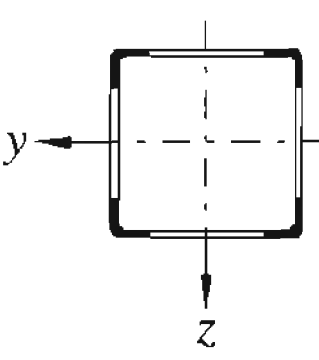
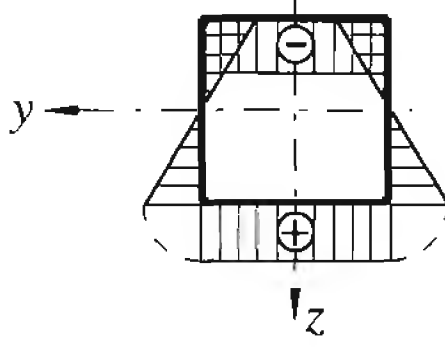
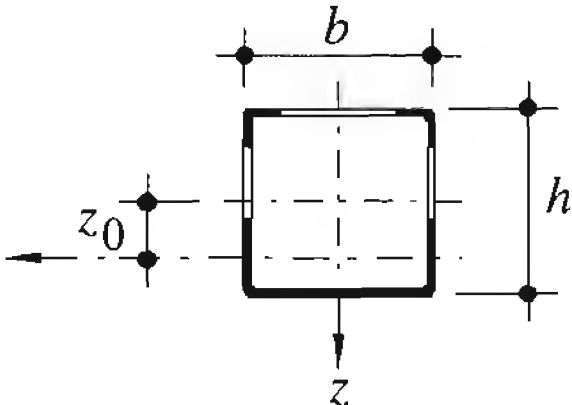
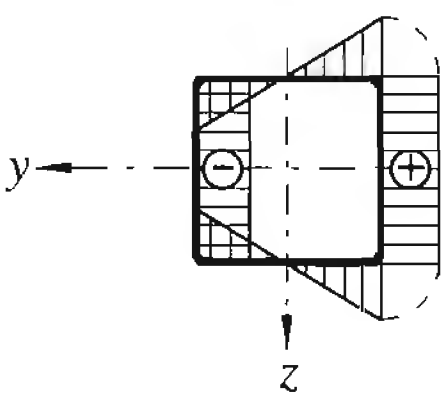
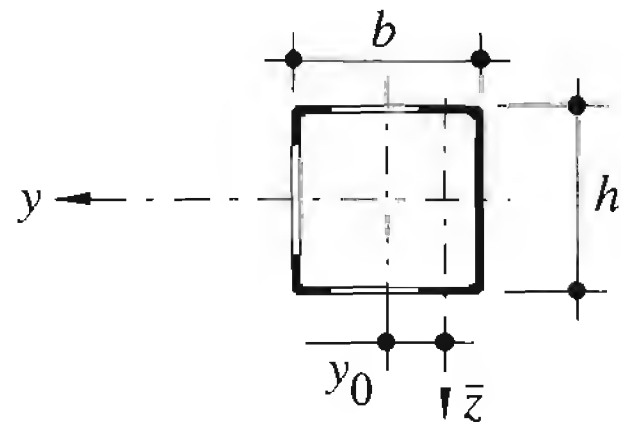
f_{yb} : limite d'élasticité de base de l'acier, avant formage à froid
 f_{ya} : limite d'élasticité moyenne de l'acier, après formage à froid ($f_{ya} \leq f_u$ ou $f_{ya} \leq 1.2 f_{yb}$)

Profils à paroi mince

Pour les sections de la classe 4 selon l'Eurocode 3, intervient le voilement local des parois. De plus, ce voilement local a une influence sur le flambage global du poteau, car les imperfections inhérentes à toute fabrication entraînent un «couplage» des deux phénomènes d'instabilité. Une réduction de la résistance ultime de la barre par rapport à celle donnée par chacun des phénomènes pris isolément en est la conséquence. Pratiquement, ce couplage de phénomènes n'intervient que pour les profils creux carrés ou rectangulaires de la classe 4, les profils creux circulaires des productions habituelles ayant en général des parois satisfaisant la limite d'élancement (13.10).

Le voilement local des parois et son interaction avec le flambage sont pris en compte en utilisant les propriétés géométriques dites «efficaces» des sections (indice ef). Ces propriétés sont calculées à partir des largeurs efficaces des éléments plans comprimés, selon le paragraphe 12.3.2 du TGC volume 10. Soumise à un effort normal de compression, la section efficace d'un profil mince bisymétrique reste bisymétrique (tab. 13.8(a)), alors que soumise à un moment de flexion, la section efficace devient monosymétrique. Le module de résistance W_{ef} doit alors être calculé en fonction de la position du nouvel axe neutre qui peut être sensiblement différente de celle de l'axe neutre initial situé à mi-hauteur du profil (tab. 13.8(b) et (c)).

Tableau 13.8 Caractéristiques efficaces des profils à paroi mince.

Effort	Répartition des contraintes	Section efficace	Caractéristiques efficaces	
N	 (a)		Aire	A_{ef}
			Rayon de giration	$i_{ef} = \sqrt{\frac{I_{ef}}{A_{ef}}}$
M_y	 (b)		Moment d'inertie	$I_{ef,y}^-$
			Module de résist.	$W_{ef,y}^- = \frac{I_{ef,y}^-}{\frac{h}{2} \mp z_0}$
M_z	 (c)		Moment d'inertie	$I_{ef,z}^-$
			Module de résist.	$W_{ef,z}^- = \frac{I_{ef,z}^-}{\frac{b}{2} \mp y_0}$

Avec les propriétés géométriques efficaces de la section, la vérification de la résistance et de la stabilité des barres équivalentes de classe 4 peut être effectuée comme pour les éléments ne subissant pas de voilement local.

13.5.3 Sections pleines

Les poteaux de bâtiment constitués de sections pleines en acier sont utilisés en cas de grands efforts normaux de compression, éventuellement combinés avec des efforts de flexion. Au-delà des dimensions obtenues par laminage (section circulaire de diamètre 280 mm ou section carrée de 150 mm de côté), les sections pleines sont fabriquées par forgeage. Il est alors possible de fabriquer des pièces forgées de section spéciale, telle qu'hexagone, octogone ou carré à arêtes coupées.

Les caractéristiques mécaniques de l'acier constituant les sections pleines dépendent fortement de leurs dimensions et du traitement thermomécanique subi lors de la fabrication. Le tableau 13.9 donne les valeurs indicatives usuelles des caractéristiques des aciers des sections pleines courantes (laminées, forgées ou oxycoupées), extraites des tables SZS C5.

Tableau 13.9 Caractéristiques mécaniques des aciers pour sections pleines.

Nuance d'acier	Diamètre, côté [mm]	Limite d'élasticité f_y [N/mm ²]	Résistance à la traction f_u [N/mm ²]	Allongement de rupture δ_5 [%]	Résilience [Joule]	Température d'essai [°C]
S235JR	≤ 40	235	≥ 340	≥ 26	≥ 27	+ 20
	41 à 63	215	≥ 340	≥ 25	≥ 27	+ 20
	64 à 100	215	≥ 340	≥ 24	≥ 27	+ 20
	101 à 150	195	≥ 340	≥ 22	≥ 27	+ 20
	151 à 240	195	≥ 340	≥ 22	≥ 27	+ 20
	> 240	185	≥ 340	≥ 22	≥ 23	+ 20
S355J0	≤ 40	355	≥ 490	≥ 22	≥ 27	0
	41 à 63	335	≥ 490	≥ 21	≥ 27	0
	64 à 80	325	≥ 490	≥ 20	≥ 27	0
	80 à 100	315	≥ 490	≥ 20	≥ 27	0
	101 à 150	315	≥ 490	≥ 20	≥ 27	0
	151 à 240	315	≥ 490	≥ 20	≥ 27	0
	> 240	295	≥ 470	≥ 18	≥ 23	0

Résistance en section

La résistance ultime N_R à un effort normal, en traction ou en compression, est donnée par la relation:

$$N_R = N_{pl} = f_y A \tag{13.12}$$

- N_{pl} : effort normal plastique
- f_y : limite d'élasticité de l'acier (tab. 13.9)
- A : aire de la section transversale

La résistance à un moment de flexion selon un axe principal d'inertie dépend de la forme de la section et du domaine, élastique ou plastique. Le tableau 13.10 donne un résumé des valeurs intervenant dans le calcul de ces résistances. Les moments plastiques des sections pleines de grande dimension sont difficiles à atteindre (fibres intérieures confinées). Les valeurs données ici sont essentiellement destinées au calcul de la résistance à l'effort normal avec interaction de flexion.

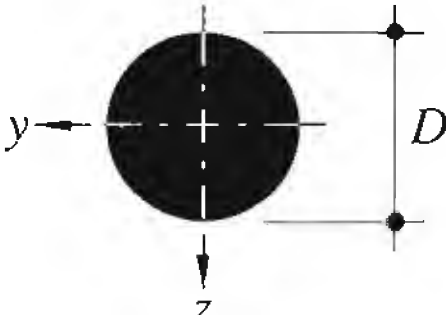
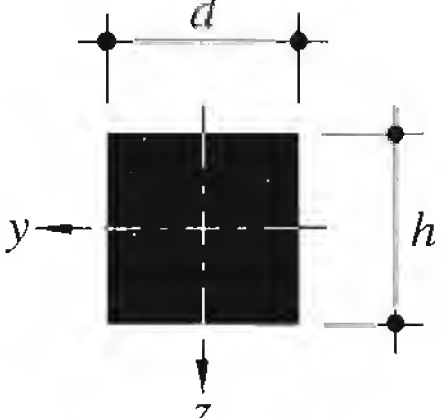
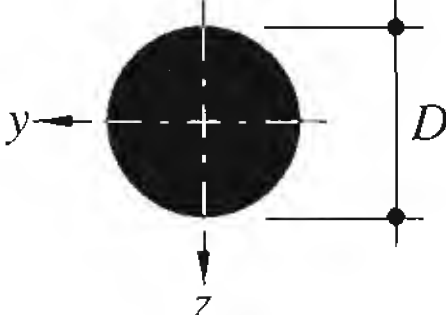
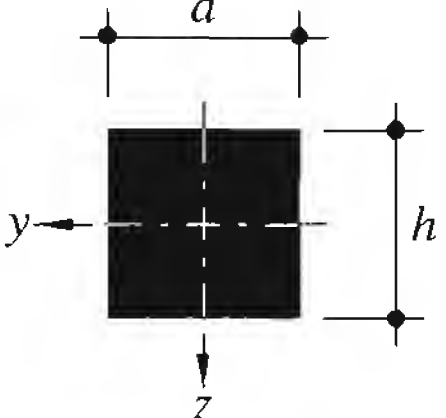
En cas d'interaction entre un effort normal et un moment de flexion selon un axe principal (on parle alors de flexion composée, fig. 13.11), l'état limite élastique est donné par la superposition des contraintes dans le domaine élastique (N : positif en traction, négatif en compression):

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \tag{13.13}$$

A l'état limite plastique, le diagramme des contraintes qui correspond à la plastification totale de la section (fig. 13.11) peut être divisé en deux parties, l'une reprenant l'effort normal et l'autre le moment de flexion. On a vu à la section 4.6 du TGC volume 10 qu'en cas de section rectangulaire pleine, l'interaction peut s'exprimer à l'aide du moment plastique réduit (à cause de N) de la façon suivante:

$$M_{pl,N} = M_{pl} \left[1 - \left(\frac{N}{N_{pl}} \right)^2 \right] \tag{13.14}$$

Tableau 13.10 Résistance à la flexion et caractéristiques géométriques des sections pleines.

Etat limite	Résistance à la flexion	Section	Aire	Module de résistance	Moment d'inertie
Elastique	$M_{el} = f_y W$		$A = \frac{\pi D^2}{4}$	$W = \frac{\pi D^3}{32}$	$I = \frac{\pi D^4}{64}$
			$A = d h$	$W_y = \frac{d h^2}{6}$ $W_z = \frac{h d^2}{6}$	$I_y = \frac{d h^3}{12}$ $I_z = \frac{h d^3}{12}$
Plastique	$M_{pl} = f_y Z$		$A = \frac{\pi D^2}{4}$	$Z = \frac{D^3}{6}$	
			$A = d h$	$Z_y = \frac{d h^2}{4}$ $Z_z = \frac{h d^2}{4}$	

De façon similaire, le moment plastique réduit d'une section circulaire pleine [13.2] est donné par:

$$M_{pl,N} = M_{pl} \sqrt{\left(1 - \sin^2 \frac{\pi N}{2 N_{pl}}\right)^3} \tag{13.15}$$

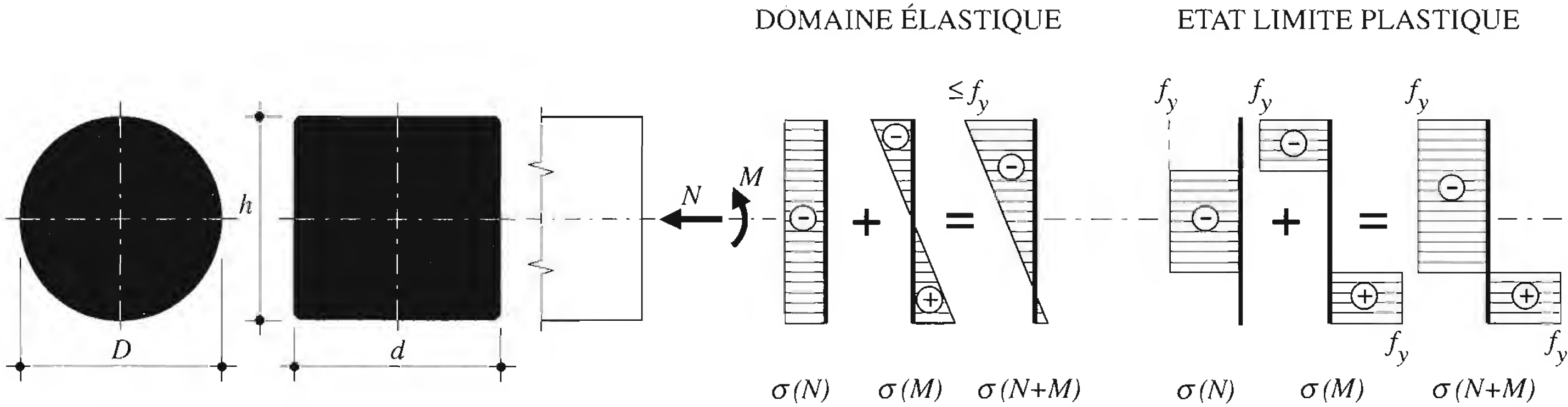


Fig. 13.11 Contraintes normales dans une section pleine soumise à la flexion composée.

Sécurité structurale

La vérification de la sécurité structurale d'un poteau de section pleine soumis à un *effort normal centré* consiste à contrôler la relation suivante :

$$N_d \leq \frac{N_K}{\gamma_R} \quad (13.16)$$

N_d : valeur de dimensionnement de l'effort de compression
 N_K : résistance ultime au flambage

$$N_K = \kappa N_{pl} \quad (13.17)$$

N_{pl} : effort normal plastique (13.12)
 κ : coefficient de flambage donné par la courbe c de la figure 12.25

En cas de *flexion composée*, il est nécessaire de vérifier la résistance en section avec les efforts du premier ordre et la stabilité avec les formules d'interaction du second ordre (12.38). La vérification de la résistance en section s'exprime donc comme suit :

$$\text{domaine élastique:} \quad \sigma_d = \frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{W} \leq \frac{f_y}{\gamma_R} \quad (13.18)$$

$$\text{état limite plastique:} \quad M_d \leq \frac{M_{pl,N}}{\gamma_R} \quad (13.19)$$

En ce qui concerne la vérification de la stabilité, les valeurs particulières aux sections pleines (tab. 13.10) à introduire dans l'équation (12.38) sont les suivantes :

$$\text{domaine élastique:} \quad M_R = M_{el} \quad (13.20)$$

$$\text{état limite plastique:} \quad M_R = M_{pl} \quad (13.21)$$

Pour tenir compte de la diminution de la rigidité de la section due à la plastification, le terme N_{cr} de (12.38) sera multiplié par le coefficient η [13.3] donné par la relation suivante :

$$\eta = 1 - \frac{M_{d,max} - M_{el,N}}{M_{pl,N} - M_{el,N}} \quad (13.22)$$

$M_{d,max}$: valeur de dimensionnement du moment de flexion maximal dans le poteau
 $M_{pl,N}$: moment plastique réduit par l'effort normal (équ. (13.14) ou (13.15))
 $M_{el,N}$: moment limite élastique réduit par l'effort normal défini par :

$$M_{el,N} = M_{el} \left(1 - \frac{N_d}{N_{pl}} \right) \quad (13.23)$$

13.6 Poteaux mixtes

13.6.1 Profils enrobés de béton

Selon la section 6.5 du TGC volume 10, on entend par poteaux mixtes des éléments verticaux comprimés composés de deux matériaux au moins, en général l'acier et le béton (fig. 13.12). L'effort normal plastique N_{plb} d'une section mixte soumise à un effort normal peut s'exprimer par la relation suivante :

$$N_{plb} = f_{ya} A_a + f_{ys} A_s + f_c A_c \quad (13.24)$$

- f_{ya} : limite d'élasticité de l'acier du profilé
- f_{ys} : limite d'élasticité de l'acier des armatures
- f_c : valeur de calcul de la résistance à la compression du béton
- A_a : aire de la section d'acier du profilé
- A_s : aire de la section d'armature
- A_c : aire de la section de béton

SECTIONS CARREES

SECTIONS CIRCULAIRES

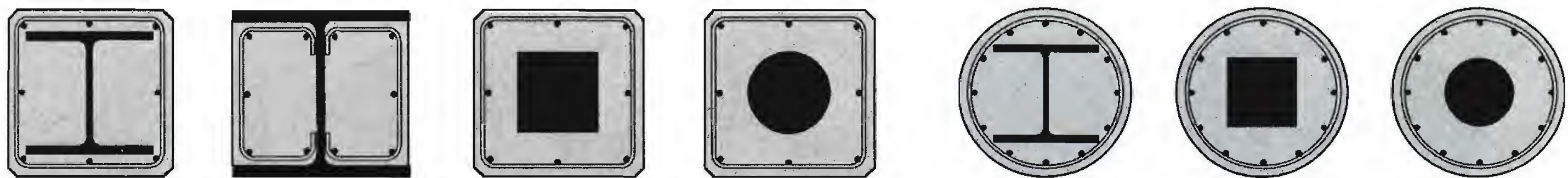


Fig. 13.12 Exemples de profils enrobés de béton.

Si l'élément comprimé est d'une certaine longueur, sa résistance est influencée par le flambage qui peut se produire à un niveau de charge inférieur à N_{plb} . La résistance ultime au flambage N_K est donnée par l'expression (12.33) dans laquelle intervient le coefficient κ tiré de la courbe de flambage applicable au profilé métallique faisant partie de la section mixte. Ce coefficient de flambage κ est fonction du coefficient d'élancement $\bar{\lambda}_K$ du poteau mixte :

$$\bar{\lambda}_K = \sqrt{\frac{N_{plb}}{N_{cr}}} \quad (13.25)$$

N_{cr} : charge critique de flambage élastique définie par :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_b}{l_K^2} = \frac{\pi^2}{l_K^2} (E_a I_a + E_s I_s + E_c I_c) \quad (13.26)$$

En cas de combinaison d'un effort normal et d'un moment de flexion, on fait appel à des courbes d'interaction $M-N$ définissant la résistance d'une section mixte tenant compte de l'élanement de la barre équivalente et de la répartition des moments de flexion. La méthode, tirée de l'Eurocode 4, est donnée au paragraphe 6.5.3 du TGC volume 10, avec un exemple numérique traitant le cas d'un profilé en double té enrobé de béton. Le cas des profils creux remplis de béton, également très utilisés dans le bâtiment pour des raisons de rigidité de la structure et de protection contre l'incendie, est traité au paragraphe suivant.

13.6.2 Profils creux remplis de béton

Le calcul des poteaux mixtes composés d'un tube (profil creux) carré, rectangulaire ou circulaire rempli de béton (fig. 13.13) est similaire à celui des poteaux mixtes en général décrit au chapitre 6 du TGC volume 10. Les particularités propres à ces éléments de construction sont les suivantes :

- les parois du tube peuvent subir un voilement local,
- des effets tridimensionnels dus au frettage du béton par le tube métallique se produisent,
- l'effort tranchant peut réduire la résistance du poteau à l'effort normal.

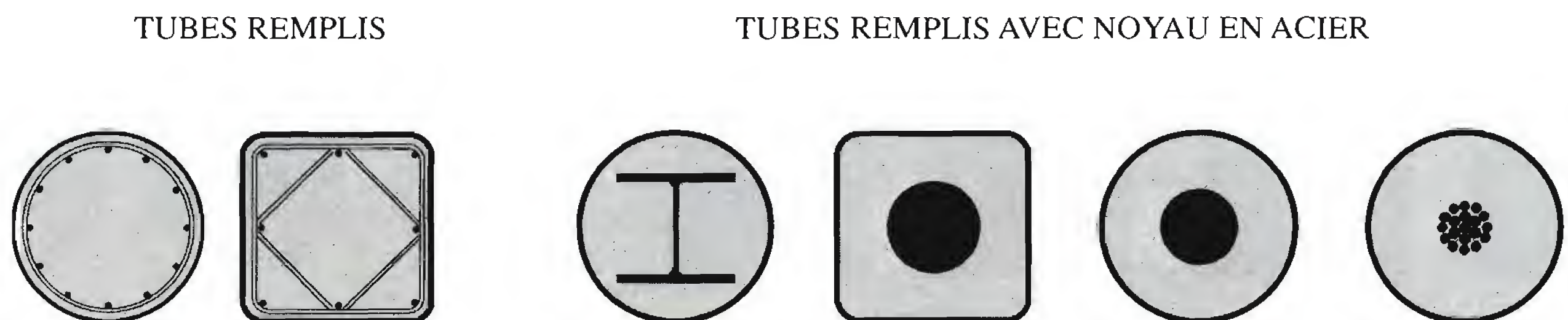


Fig. 13.13 Exemples de profils creux remplis de béton.

Voilement local

Afin qu'il soit possible d'atteindre la résistance plastique sans voilement local, les élanements des profils doivent respecter des valeurs limites [13.4]. Les valeurs suivantes sont basées sur une classification des profils creux remplis de béton dans la classe 2, compte tenu que le voilement des parois, par la présence du béton, ne peut se produire que vers l'extérieur (dimensions selon fig. 13.6):

$$\text{profils rectangulaires remplis de béton} \quad \frac{h}{t} \leq 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (13.27)$$

$$\text{profils circulaires remplis de béton} \quad \frac{D}{t} \leq 90 \frac{235}{f_y} \quad (13.28)$$

Le tableau 13.14 donne un résumé des limites à respecter pour que le voilement local soit évité, en fonction de la nuance d'acier.

Tableau 13.14 Elancements limites pour profils creux remplis de béton.

Profil creux	Elancement	Nuance d'acier			
		S235	S275	S355	S460
rectangulaire	h / t	52	48	42	37
circulaire	D / t	90	77	60	46

Effets tridimensionnels

Dans les poteaux mixtes, le béton subit une dilatation due à l'effort normal de compression (gonflement latéral ou transversal). Cette dilatation est empêchée, dans les profils creux remplis de béton, par le frettage du béton dû au profil métallique, surtout les profils creux circulaires. Par conséquent, la résistance du béton dans la direction axiale du poteau est accrue par les contraintes latérales σ_r dues à cet effet de frette. Des contraintes circonférencielles σ_ϕ réduisent en revanche la résistance longitudinale de l'acier du profil (fig. 13.15).

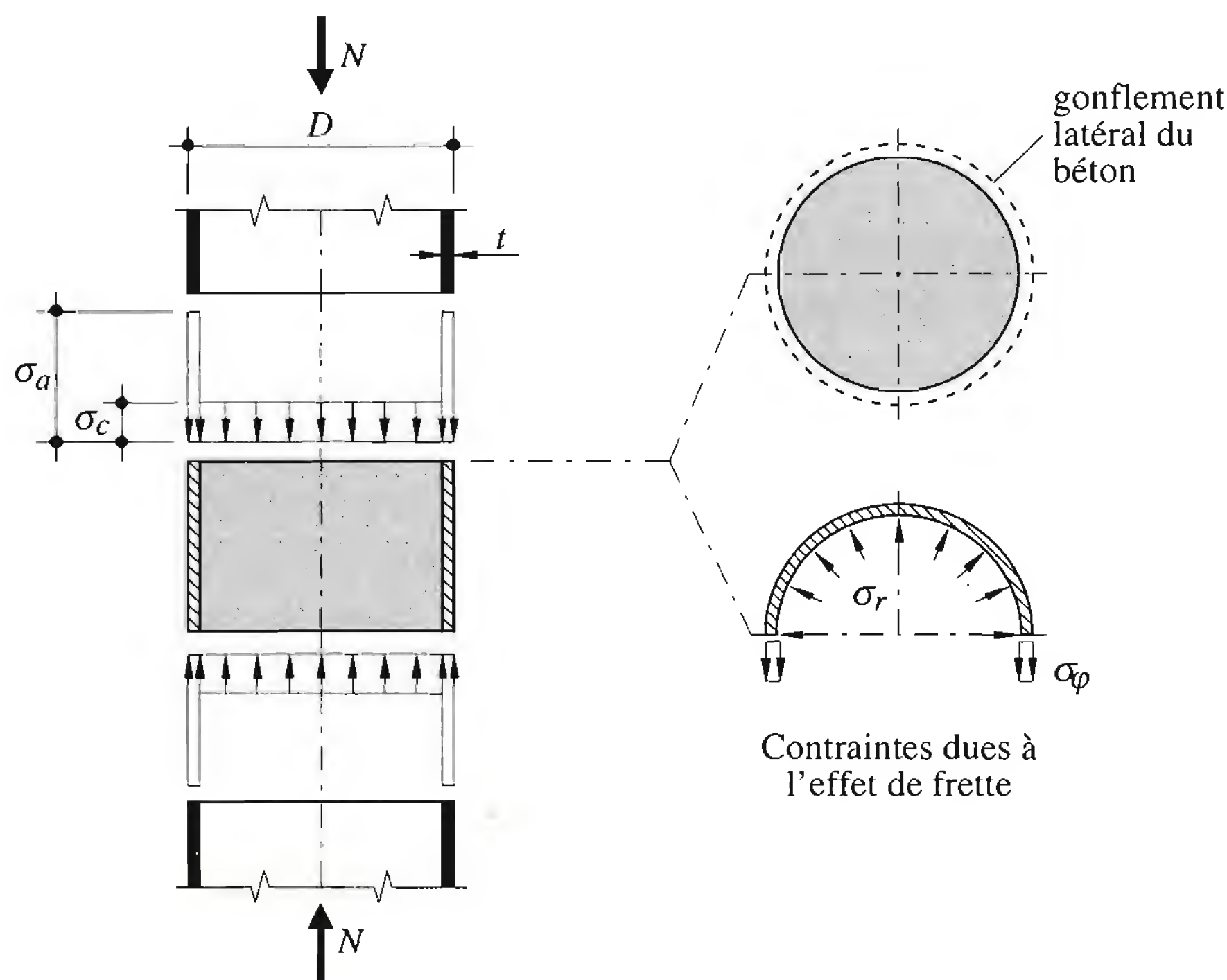


Fig. 13.15 Contraintes dans un tube circulaire rempli de béton soumis à un effort normal.

L'effet de frette peut être introduit dans l'équation (13.24) de la résistance ultime à l'effort normal en réduisant la valeur de f_{ya} et en augmentant la valeur de f_c [13.4] [13.5]. Il est possible de prendre en compte cet effet dans les poteaux circulaires remplis de béton de faible élancement $\bar{\lambda}_K \leq 0.5$. En revanche, il n'en sera pas tenu compte dans les poteaux plus élancés, ni dans le cas des poteaux en profil rectangulaire ou carré.

Influence de l'effort tranchant

Lors de la vérification des poteaux mixtes soumis à un moment de flexion, il est admis en général que l'effort tranchant est repris par les éléments constitutifs du profil métallique. Ainsi, en cas de poteau mixte constitué d'un profil en double té enrobé de béton, sollicité par un effort tranchant agissant dans un plan parallèle à l'âme du profilé, on admet que c'est cette âme qui reprend l'effort tranchant. Les ailes du profil et le béton reprennent l'effort normal et le moment de flexion.

Dans le cas d'un poteau en profil creux rempli de béton sans noyau en acier, la répartition de la reprise des efforts intérieurs est différente entre l'acier et le béton. On admet que les parties de la section du tube en acier chargées de reprendre l'effort tranchant peuvent encore être sollicitées à un niveau de contrainte normale limitée à une valeur réduite $f_{y,red}$.

Une méthode simplifiée de calcul plastique applicable à ce type de poteau mixte consiste à réduire non pas la contrainte normale à l'aide d'un critère d'interaction, mais l'aire de la section A_{aV} généralement admise pour reprendre l'effort tranchant. Cette aire réduite A_{aVred} , encore à disposition pour reprendre l'effort normal et le moment de flexion [13.4], vaut :

$$A_{aVred} = A_{aV} \left[1 - \left(\frac{2 V_d}{V_{pl} / \gamma_R} - 1 \right)^2 \right] \quad (13.29)$$

A_{aV} : aire de la section généralement admise pour reprendre l'effort tranchant

– profil rectangulaire: $A_{aV} = 2 (h - t) t$

– profil circulaire: $A_{aV} = 2 D t$

V_d : valeur de dimensionnement de l'effort tranchant

V_{pl} : résistance ultime à l'effort tranchant de la section définie par: $V_{pl} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_{aV}$

Il n'est pas nécessaire de tenir compte de l'influence de l'effort tranchant si $V_d \leq 0.5 V_{pl} / \gamma_R$.

13.7 Cadres à nœuds semi-rigides

13.7.1 Comportement des nœuds

Nœuds métalliques

Dans les paragraphes précédents, il a été admis que l'assemblage entre poutre et poteau constituait soit une articulation, soit une liaison rigide. Cependant, la figure 13.16 (voir aussi chap. 9, TGC vol. 10) montre que le comportement réel des nœuds, exprimé par la relation entre le moment de flexion et la rotation, diffère des modèles de calcul utilisés.

En raison de la conception des assemblages, un nœud admis articulé (courbe ①) a toujours une rigidité faible mais non nulle et est donc capable de reprendre un certain moment de flexion. Un nœud admis rigide (courbe ②) n'a jamais une rigidité infinie et a besoin d'une faible rotation pour atteindre son moment résistant. Donc, en réalité, un nœud présumé articulé n'est pas une rotule, parce qu'il possède une certaine rigidité à la rotation, et un nœud présumé rigide présente pour ainsi dire toujours une certaine rotation relative entre les axes des composants structuraux assemblés.

Le coût de réalisation des nœuds intervient pour une part importante dans le coût total de la structure en raison de la contribution prépondérante de la main-d'œuvre. Dès lors, le souci d'économie peut conduire à

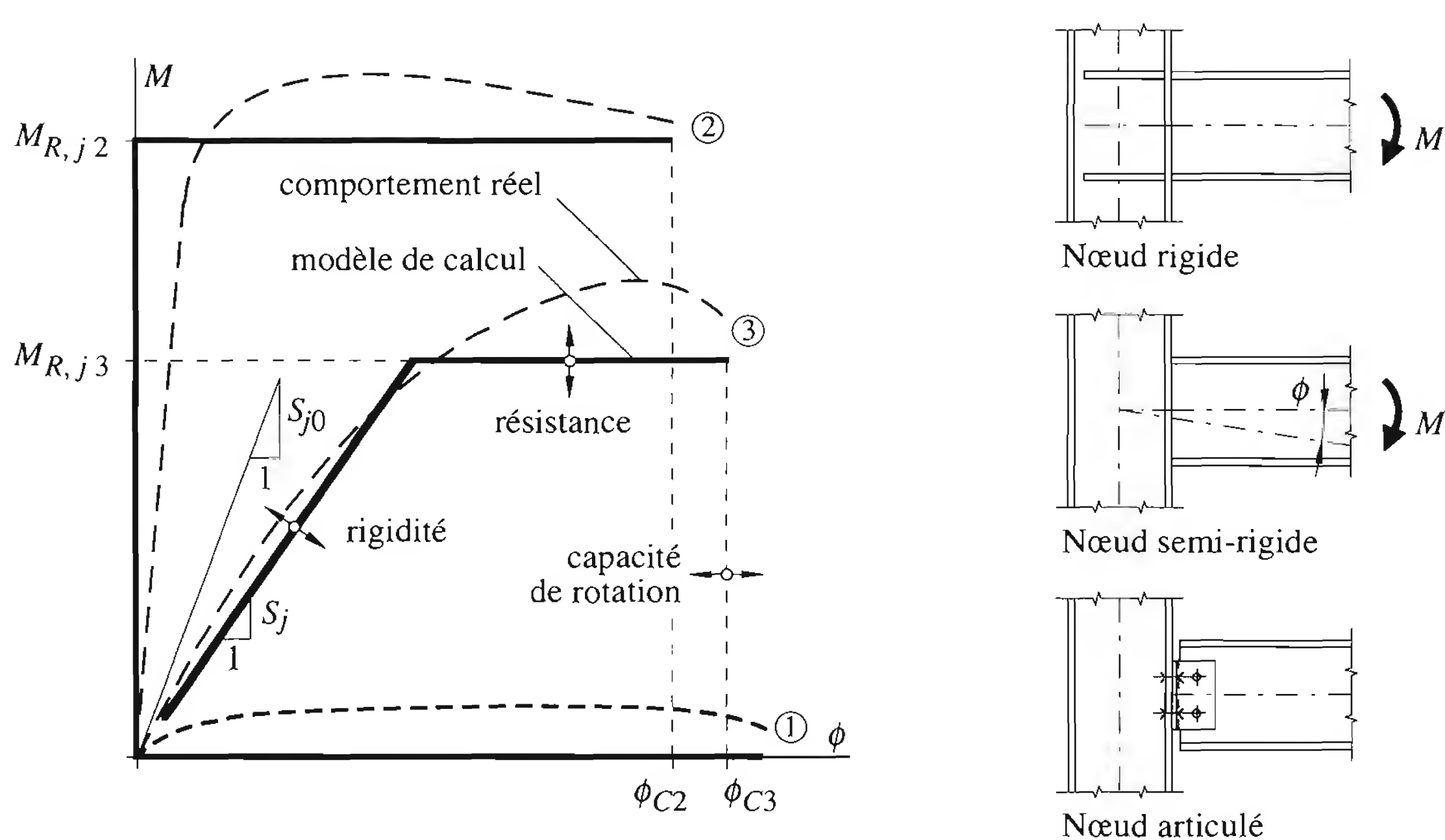


Fig. 13.16 Comportement des nœuds métalliques.

éviter, autant que possible, les raidisseurs et renforts de tous types. Cette démarche amène évidemment à réduire la rigidité de nœuds. Si cette réduction de la raideur est importante, l'assemblage est dit semi-rigide. Son comportement (courbe ③) se situe entre les courbes ① et ② de la figure 13.16 et peut affecter, de manière sensible, la répartition des efforts intérieurs. A l'opposé, les détails de construction d'un nœud articulé peuvent être modifiés pour lui conférer une certaine rigidité, même faible.

De fait, tous les nœuds sont pour ainsi dire semi-rigides parce que leur comportement ne s'identifie pas rigoureusement à l'une des deux bornes représentées par les axes respectifs du diagramme de la figure 13.16 (courbes ① et ②). Du point de vue de la conception, deux attitudes sont envisageables :

- Ou bien nous désirons réaliser un nœud rigide ou articulé; il faut alors le concevoir pour répondre aux exigences de rigidité et de résistance assignées.
- Ou bien, nous concevons un nœud selon des exigences de réalisation pratique ou d'économie. Dans ce cas, les caractéristiques particulières du nœud doivent être prises en considération dans le calcul statique du cadre. Cette deuxième attitude n'a pas encore été largement adoptée en pratique.

Nœuds mixtes

Comme les nœuds métalliques, les nœuds mixtes ont été longtemps considérés comme étant soit rigides soit articulés. Dans le premier cas (fig. 13.17(a)), la continuité de la dalle est assurée par l'armature, le béton étant fissuré dans cette zone de moment négatif; le nœud métallique est également considéré comme rigide. Dans le second cas (fig. 13.17(b)), la dalle est interrompue, la continuité n'étant pas souhaitée; le nœud est alors assimilé à une articulation.

Cependant, des études récentes ont permis de montrer que, pour des nœuds métalliques simples (double cornière, fig. 13.17(b)), une faible quantité d'armature disposée dans la dalle permet d'influencer favorablement le comportement du nœud. A titre d'exemple, la figure 13.18 présente les résultats d'essai [13.6] de trois nœuds avec un même assemblage poutre-poteau par double cornière d'âme :

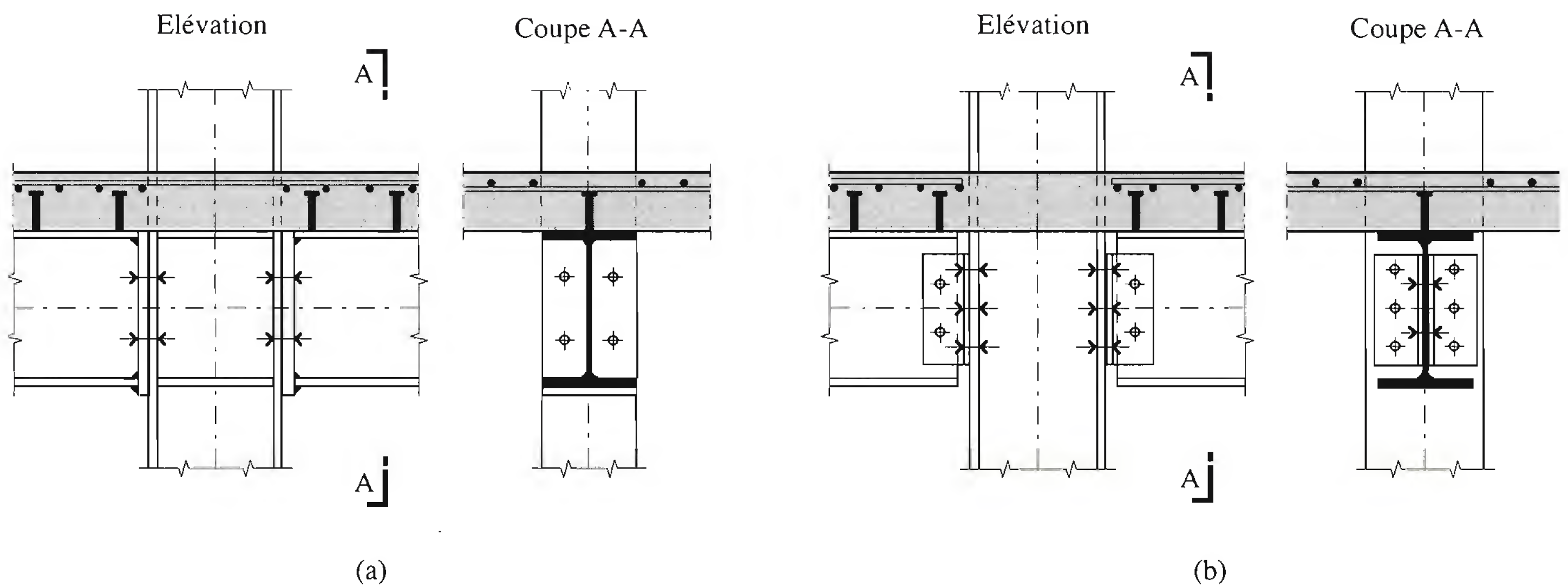


Fig. 13.17 Nœuds mixtes usuels.

- un nœud métallique, sans dalle en béton,
- un nœud mixte, avec une dalle en béton comportant un treillis de retrait (armature minimale),
- un nœud mixte, avec une dalle en béton comportant des barres d'armature destinées à reprendre le moment sur appui calculé élastiquement.

Les résultats montrent clairement l'augmentation de résistance des nœuds mixtes par rapport au nœud métallique (articulé), ce qui permet de diminuer les moments de flexion et les flèches en travée de la poutre. Il faut noter que la capacité de rotation est conservée dans le nœud mixte avec barres d'armature, alors que le nœud mixte avec treillis soudé présente une capacité de rotation moindre due au manque de ductilité de ce type d'armature. Il ne faut donc pas prendre en considération les treillis d'armature dans le calcul des caractéristiques flexionnelles sur appui d'un nœud mixte.

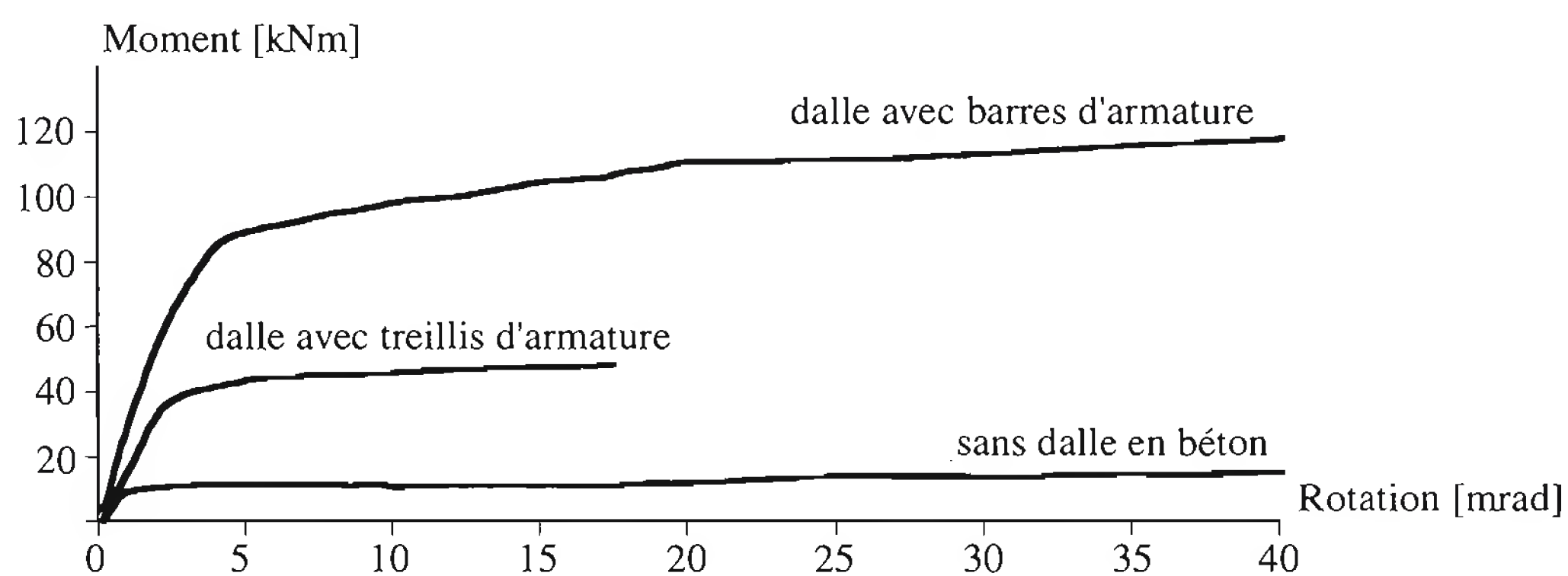


Fig. 13.18 Effet de l'armature dans la dalle sur le comportement du nœud (double cornière).

L'intérêt des nœuds mixtes est donc important, puisqu'ils permettent de diminuer la quantité de matière (résistance et déplacements améliorés) sans que le nœud métallique ne soit compliqué (des doubles cornières suffisent) et sans création de nouveaux problèmes de mise en œuvre (treillis et barres d'armature tradi-

tionnels). Des recherches sont actuellement en cours pour permettre d'identifier les principaux paramètres en jeu et pour faciliter le travail du concepteur qui désire faire usage de telles dispositions [13.7].

13.7.2 Modélisation du nœud

Le comportement réel d'un nœud est représenté par une courbe moment de flexion-rotation relative (fig. 13.16). Les essais montrent que ce comportement est non linéaire et présente souvent un domaine plastique très étendu. Il est pratique de modéliser le comportement par une courbe de calcul idéalisée.

S'il est vrai que l'Eurocode 3 mentionne les modélisations de type non linéaire et de type trilinéaire, la modélisation bilinéaire associe simplicité et représentation réaliste. Cette dernière est d'ailleurs celle retenue dans l'Annexe J de l'Eurocode 3.

La modélisation bilinéaire de la loi constitutive d'un nœud est définie par trois paramètres (courbe ③, fig. 13.16):

- Le *moment résistant* M_R : il est égal à la valeur maximale du moment de la courbe idéalisée.
L'Eurocode 3 fournit les relations à utiliser pour le calcul du moment résistant de dimensionnement.
- La *rigidité flexionnelle* S_j (l'indice j pour l'anglais «joint», nœud): elle représente la *pente* de la partie pseudo-élastique de la loi idéalisée; elle est prise égale à une certaine fraction de la rigidité initiale S_{j0} .

Selon l'Eurocode 3, la valeur de cette fraction varie par exemple de 0.5 pour un assemblage poutre-poteau à 0.33 pour un joint de raboutage de poutre. Alternativement, on peut utiliser la rigidité S_{j0} complète pour un moment M inférieur à deux tiers de M_R , cette valeur constituant la limite supérieure présumée d'un comportement élastique. L'annexe J de l'Eurocode 3 fournit les relations à utiliser pour le calcul de la rigidité initiale S_{j0} .

- La *capacité de rotation* ϕ_C : elle est définie comme étant la rotation maximale pouvant être atteinte sous le moment résistant M_R du nœud. Cette caractéristique est nécessaire en cas de calcul selon la méthode élastique-plastique.

L'Eurocode 3 fournit les conditions à satisfaire pour que la capacité de rotation du nœud puisse être considérée comme suffisante.

On notera l'analogie entre la réponse structurale d'un nœud et celle d'une section de poutre fléchie. Toutes deux présentent une zone élastique suivie d'une zone à rotation croissante sous moment constant, la rotation étant limitée à la capacité de rotation.

Méthode des composantes

Les caractéristiques d'un nœud semi-rigide avec plaque frontale (fig. 13.19) peuvent être calculées selon la méthode des composantes (Eurocode 3, annexe J), méthode dans laquelle on admet que le nœud est formé des composantes individuelles suivantes:

- zone comprimée
 - âme du poteau en compression ①
 - aile inférieure de la poutre en compression ②

- zone tendue
 - âme du poteau en traction ③
 - aile du poteau en flexion ④
 - boulons en traction ⑤
 - plaque frontale en flexion ⑥
 - aile et âme de la poutre en traction ⑦
- zone cisailée
 - âme du poteau en cisaillement ⑧

Chacune de ces composantes possède son propre niveau de résistance $F_{R,i}$ et son propre coefficient de rigidité k_i en traction, compression ou cisaillement.

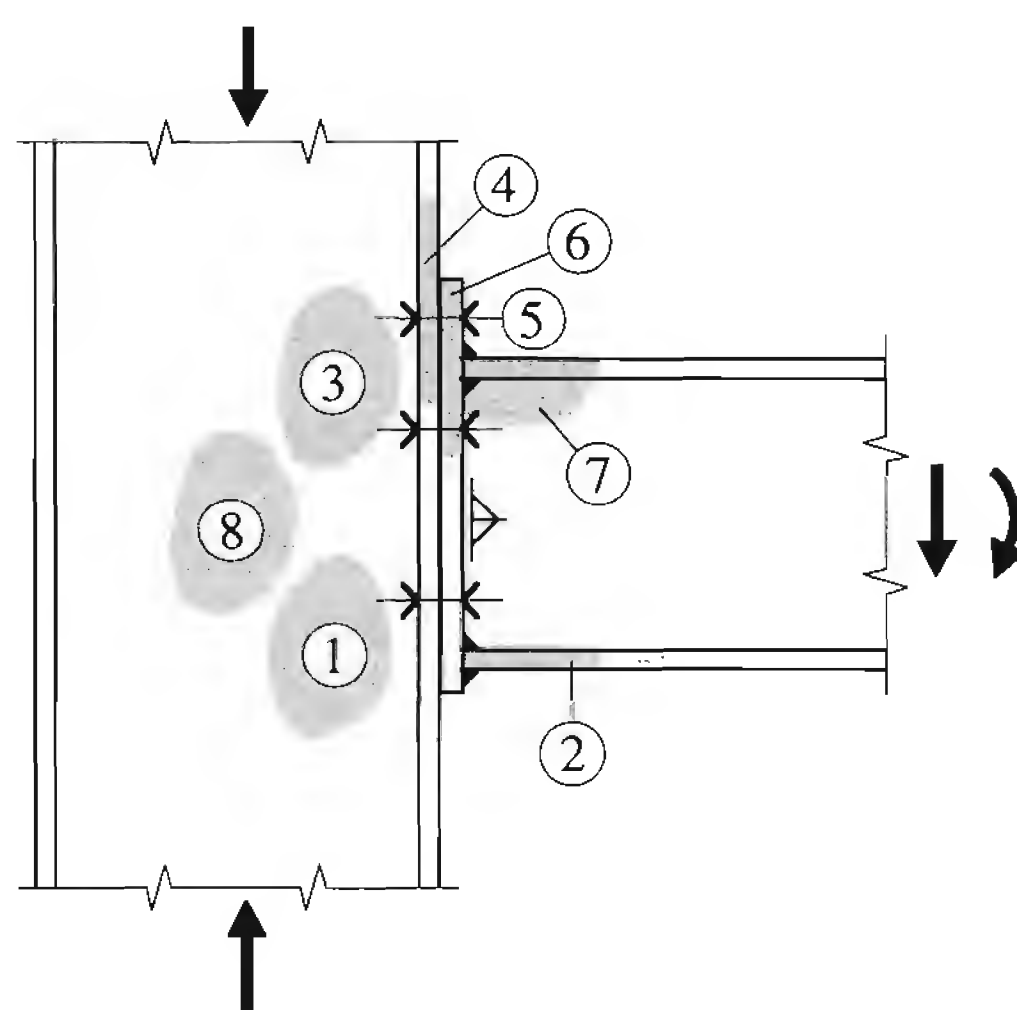


Fig. 13.19 Composantes du nœud (exemple) ayant une influence sur le comportement moment-rotation.

Les étapes de la méthode sont les suivantes :

- établir la liste des composantes du nœud étudié,
- calculer la rigidité k_i et la résistance $F_{R,i}$ de chaque composante,
- procéder à l'assemblage des composantes afin de calculer les caractéristiques S_j et M_R de l'ensemble du nœud.

Ces caractéristiques sont les suivantes :

Rigidité initiale

$$S_{j0} = \frac{E h^2}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i}} \quad (13.30)$$

Rigidité flexionnelle du nœud (sécante)

$$S_j = \frac{S_{j0}}{2} \quad (13.31)$$

Moment résistant

$$M_R = F_R h \quad (13.32)$$

h : bras de levier entre les résultantes de traction et de compression

n : nombre de composants dans le nœud

F_R : valeur minimale des $F_{R,i}$

Les Eurocodes 3 et 4 donnent les différentes formules de rigidité et de résistance à appliquer.

13.7.3 Classification des nœuds

Lors du calcul statique d'un cadre, il faut tenir compte du comportement structural des nœuds au même titre que du comportement des autres éléments structuraux, à savoir les poteaux et la poutre. En d'autres termes, un nœud est, en dépit de sa très faible longueur, considéré comme un élément structural à part entière, caractérisé par une rigidité flexionnelle et une résistance. La classification des nœuds se fonde sur ce double aspect.

Le *critère de rigidité* conduit à distinguer :

- les nœuds *articulés* ($M \approx 0$),
- les nœuds *semi-rigides* ($M = f(\phi)$),
- les nœuds *rigides* ($\phi \approx 0$).

Le *critère de résistance* permet de distinguer :

- les nœuds à *résistance totale*,
- les nœuds à *résistance partielle*.

L'Eurocode 3 fournit des limites en coordonnées non dimensionnelles $\bar{m} - \bar{\phi}$ délimitant des zones en fonction de la résistance et de la rigidité du nœud (fig. 13.20). Les coordonnées des diagrammes de classification sont les valeurs du moment M et de la rotation ϕ , normalisées par rapport au moment plastique de la poutre M_{pl} et à la rotation d'extrémité sous flexion pure $M_{pl} l / EI$, respectivement. Il existe un doublet de telles limites : une pour les cadres contreventés et une autre pour les cadres non contreventés. Elles sont différentes car basées sur l'hypothèse que la perte de rigidité ne diminue pas la charge critique de flambage élastique de plus de 5%. Le caractère non dimensionnel de ces courbes limites trouve sa justification dans le fait que ce ne sont pas les valeurs absolues de la résistance et de la rigidité mais bien leurs valeurs relatives qui sont déterminantes. Autrement dit, un nœud donné d'une poutre donnée peut être rigide (respectivement semi-rigide) au-delà d'une certaine portée limite de la poutre et semi-rigide (respectivement articulé) en deçà de cette portée limite.

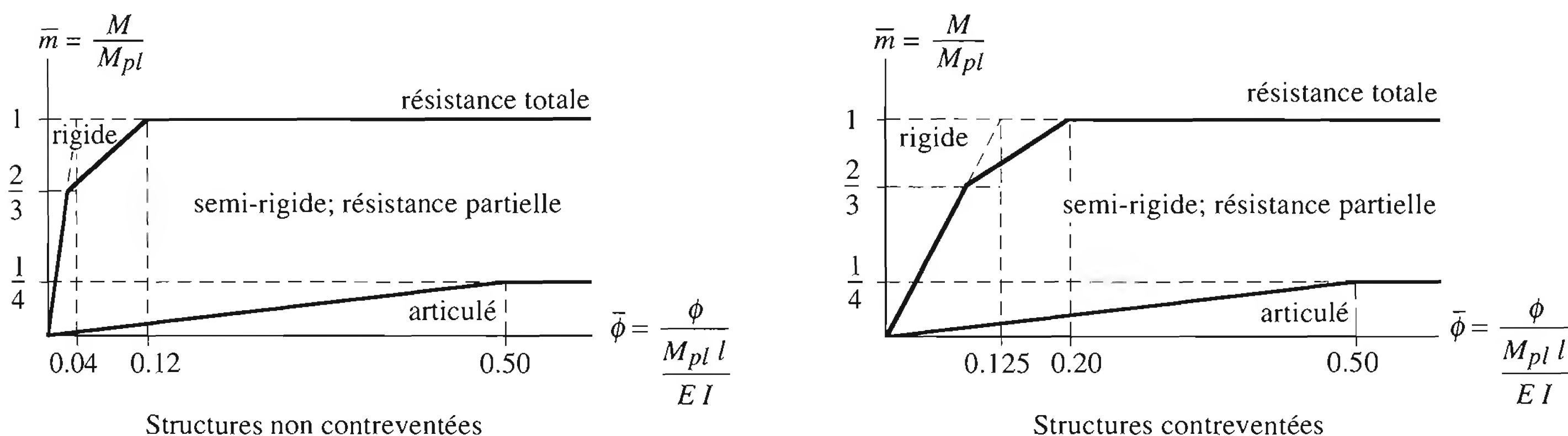


Fig. 13.20 Limites recommandées par l'Eurocode 3 pour la classification des nœuds poutre-poteau.

13.7.4 Calcul statique des cadres à nœuds semi-rigides

Le calcul des efforts intérieurs dans un cadre à nœuds semi-rigides est dans son principe assez simple. Il suffit en effet, pour modéliser complètement la structure, d'introduire les courbes de comportement idéalisées des nœuds concernés dans un programme de calcul des structures formées de barres (fig. 13.21). Certains logiciels récents permettent d'intégrer de telles courbes et facilitent ainsi la tâche du concepteur. La modélisation bilinéaire du comportement des nœuds est la plus courante.

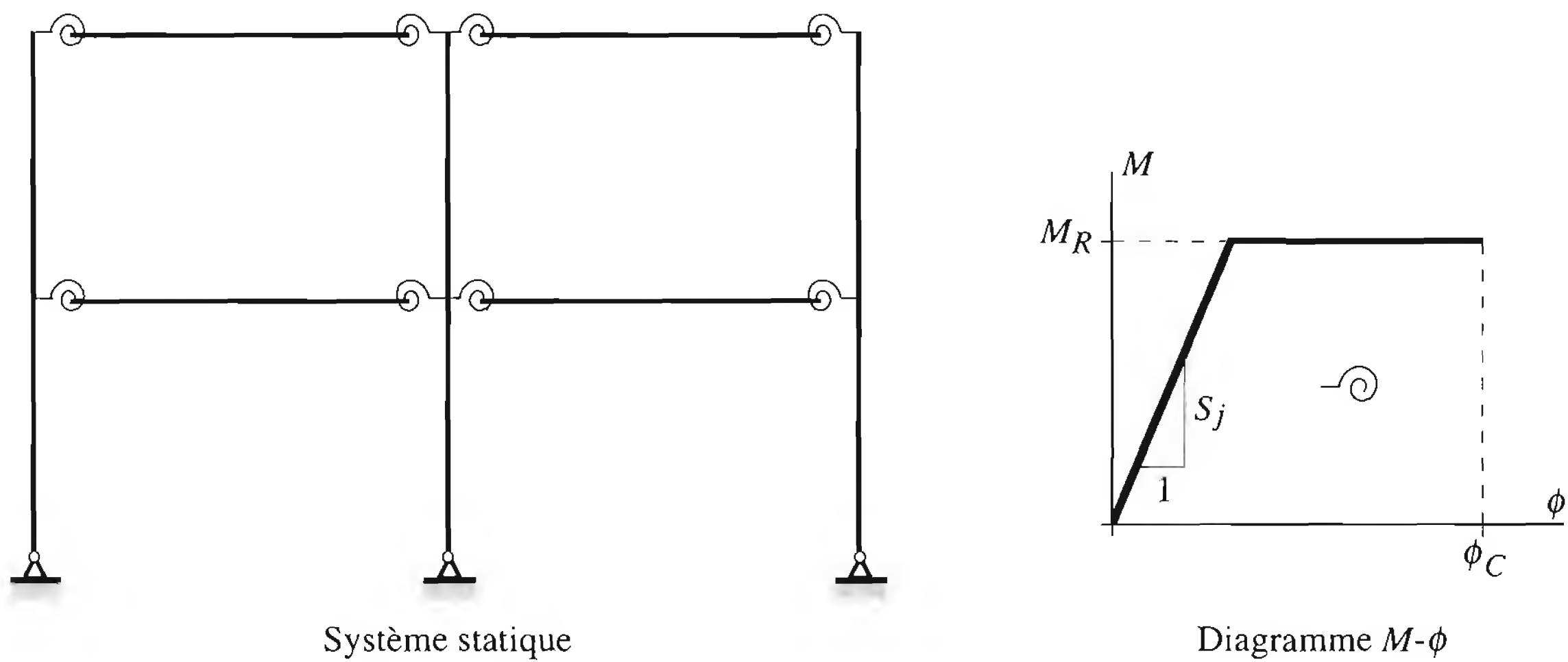


Fig. 13.21 Modélisation d'un cadre pour le calcul statique.

Calcul élastique

On ne considère dans cette méthode de calcul que la partie élastique du comportement du nœud. Dans le diagramme $M-\phi$, cette partie est une droite illimitée de pente S_j . Les nœuds peuvent alors être modélisés comme des ressorts linéaires dont la loi constitutive de base est :

$$M = S_j \phi \quad (13.33)$$

- M : moment transmis au nœud par la poutre
- S_j : constante de ressort en rotation du nœud (rigidité sécante définie par la valeur de dimensionnement du moment de flexion)
- ϕ : angle de rotation relative des axes respectifs des éléments assemblés

Le calcul élastique de la structure correspond alors à la statique traditionnelle du fait de considérer le nœud comme un élément structural à part entière. Cette méthode élastique (§ 10.3.3) présente le désavantage de ne pas tenir compte de la partie plastique du comportement des nœuds et des éléments structuraux.

Calcul élastique-plastique

On considère dans cette méthode de calcul l'entier de la courbe de comportement des nœuds et non plus seulement sa seule partie pseudo-élastique. La répartition des moments dans le cadre peut être déterminée dès que les moments au droit des nœuds sont connus.

Une telle approche reste très peu pratiquée et pose principalement le problème de la maîtrise de la séquence de formation des rotules plastiques. En effet, par manque de pratique de ce domaine de la semi-rigidité, peu d'informations sont disponibles sur les déplacements requis pour permettre la formation du mécanisme de ruine plastique, et donc sur la capacité de rotation exigée du nœud. Par ailleurs, en dépit du fait que les deux annexes J de l'Eurocode 3 et de l'Eurocode 4 fournissent bien des règles empiriques pour juger de la capacité de rotation disponible des nœuds, cette caractéristique reste un sujet pour lequel divers travaux de recherche sont encore nécessaires. Finalement, les structures dimensionnées selon un calcul élastique-plastique risquent de présenter un comportement en service susceptible de dépasser les valeurs limites de déformation usuelles.

Conclusion

La prise en compte du comportement des nœuds lors de l'analyse globale est un aspect novateur mais prometteur. Sa mise en œuvre se trouve largement facilitée par les logiciels d'analyse appropriés déjà disponibles sur le marché. Divers aides au calcul, permettant de caractériser très rapidement les nœuds, seront bientôt à disposition. Si la méthode élastique peut d'ores et déjà être utilisée sans difficulté majeure, l'application de la méthode élastique-plastique est encore fortement dépendante des connaissances liées à la capacité de rotation [13.7]. Le paragraphe 13.8.3 présente un exemple d'application d'une nouvelle méthode de calcul élastique-plastique.

Du point de vue économique, une solution semi-rigide doit être analysée en termes de quantité de matière, coût de fabrication des assemblages et coût du montage sur chantier. La prise en compte de la semi-rigidité et de la résistance partielle des assemblages peut également s'avérer intéressante en cas d'évaluation de la capacité portante de structures existantes ainsi qu'en cas de calcul du comportement de structures renforcées [13.8] [13.9] [13.10].

13.8 Exemples numériques

13.8.1 Dimensionnement d'un poteau métallique

Données

Soit le bâtiment présenté au paragraphe 6.9.3 pour lequel les charges et actions ont été déterminées au paragraphe 6.9.4, et les éléments porteurs horizontaux ont été dimensionnés à la section 10.7. Il s'agit de dimensionner un poteau situé au niveau 1 (fig. 6.26 et tab. 6.27) et en milieu de champ (fig. 13.22). Deux types de poteau sont prévus comme variantes possibles: un profilé métallique en double té (§ 13.8.1) et un profilé métallique partiellement enrobé de béton (§ 13.8.2).

Poteau (type I)	:	HEB 300, acier S235 (prédimensionnement § 6.9.4)
Hauteur d'étage	:	$h_m = 5.0 \text{ m}$
Zone d'influence	:	$A = 6.0 \text{ m} \cdot 8.0 \text{ m} = 48.0 \text{ m}^2$

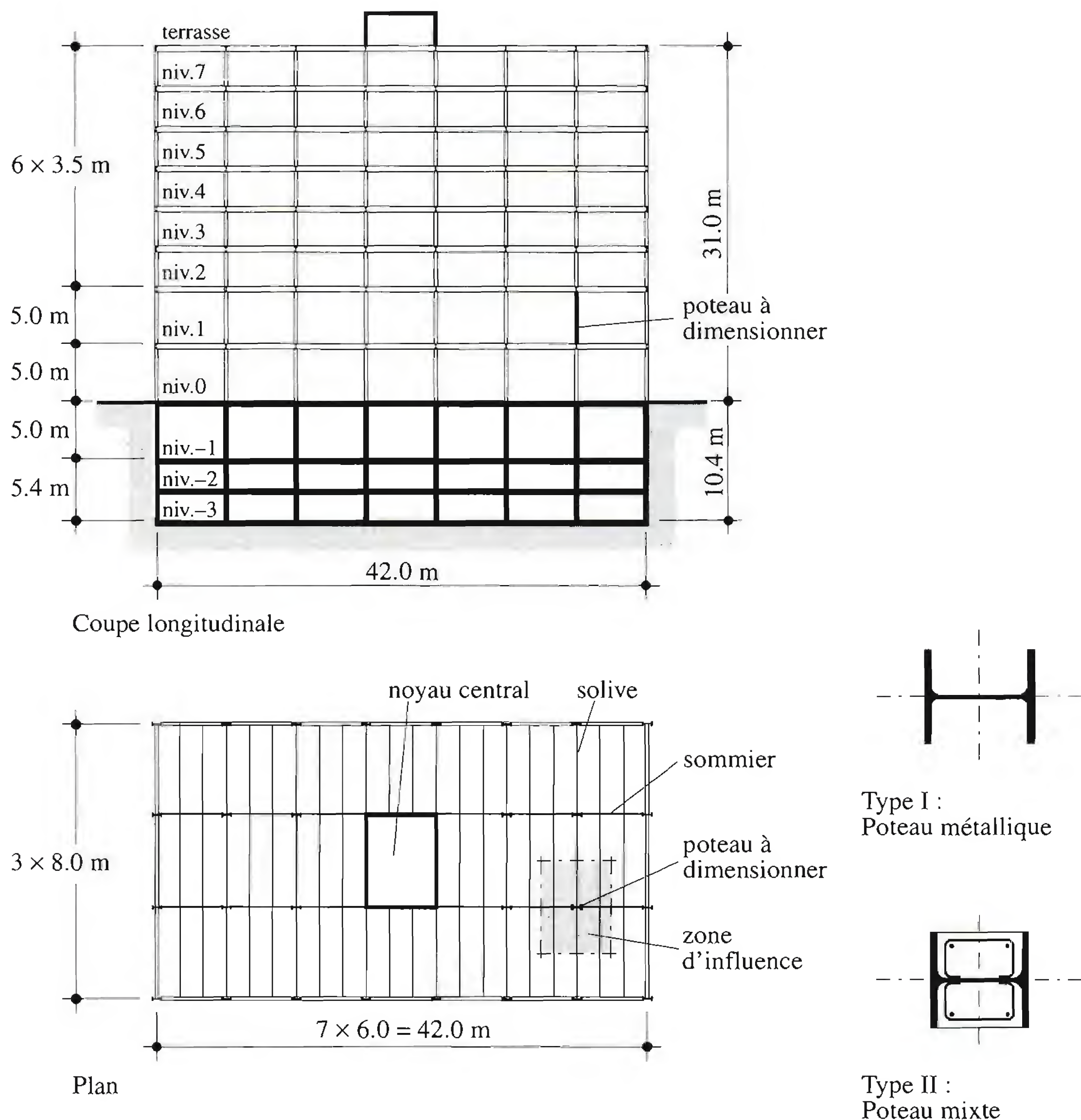


Fig. 13.22 Situation du poteau de bâtiment à dimensionner.

Système statique

Les poteaux sont continus sur toute la hauteur du bâtiment.

Charges à considérer

Poids propre du poteau: $g_m = 1.17 \text{ kN/m}$

Charges permanentes :

Poids des solives (IPE 270) et sommiers (HEA 280):

$$Q_{poutre} = 3 g_{sol} l_{sol} + g_{som} l_{som} \\ = 3 \cdot 0.361 \text{ kN/m} \cdot 8 \text{ m} + 0.764 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m} = 13.25 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la dalle mixte: } Q_{dalle} = (g_p + g_c) A = (0.1 \text{ kN/m}^2 + 2.25 \text{ kN/m}^2) \cdot 48 \text{ m}^2 \\ = 112.8 \text{ kN}$$

$$\text{Poids des finitions: } Q_{fin} = q_{fin} A = 1.6 \text{ kN/m}^2 \cdot 48 \text{ m}^2 = 76.8 \text{ kN}$$

Charge utile:

terrasse: $Q_r = q_r A = 4.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 48 \text{ m}^2 = 192 \text{ kN}$
 habitation: $Q_r = q_r A = 2.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 48 \text{ m}^2 = 96 \text{ kN}$
 bureaux: $Q_r = q_r A = 3.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 48 \text{ m}^2 = 144 \text{ kN}$
 Neige: $Q_s = q_r A = 1.28 \text{ kN/m}^2 \cdot 48 \text{ m}^2 = 61.4 \text{ kN}$

Situations de risque

N° 1 : charge utile prépondérante, neige concomitante
 $1.3 G_m + 1.3 (Q_{poutre} + Q_{dalle} + Q_{fin}) + 1.5 Q_r + 0.8 Q_s$
 N° 2 : neige prépondérante, charge utile concomitante
 $1.3 G_m + 1.3 (Q_{poutre} + Q_{dalle} + Q_{fin}) + 1.5 Q_s + 0.5 Q_r$

Efforts intérieurs

La descente de charge pour les deux situations de risque est résumée au tableau 13.23. Etant donné que le bâtiment comporte plus de trois étages de surfaces classées dans les catégories A et B, une réduction de la charge utile avec le coefficient η selon le paragraphe 6.9.4 peut être effectuée.
 La situation de risque n° 1 est déterminante.

Tableau 13.23 Descente des charges (poteau type I).

Poteau		Poids propre		Charges permanentes				Charge utile		action prép.	action conc.	Neige	Effort normal de dimensionnement	
	h_m	G_m	ΣG_m	Q_{poutre}	Q_{dalle}	Q_{fin}	ΣQ_{perm}	Q_r	η	$\Sigma \eta Q_r$	ΣQ_r	ΣQ_s	N_d [kN]	
Niv.	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	[kN]	Sit. n° 1	Sit. n° 2
7	3.5	4.1	4.1	13.25	112.8	76.8	203	192	1	192	192	61.4	606	457
6	3.5	4.1	8.2	13.25	112.8	76.8	406	96	1	288	288	61.4	1020	775
5	3.5	4.1	12.3	13.25	112.8	76.8	609	96	0.83	367	384	61.4	1407	1092
4	3.5	4.1	16.4	13.25	112.8	76.8	811	96	0.75	439	480	61.4	1783	1408
3	3.5	4.1	20.5	13.25	112.8	76.8	1014	96	0.70	506	576	61.4	2153	1725
2	3.5	4.1	24.6	13.25	112.8	76.8	1217	144	0.67	602	720	61.4	2566	2066
1	5.0	5.9	30.5	13.25	112.8	76.8	1420	144	0.64	694	864	61.4	2978	2410

Sécurité structurale

- Résistance au flambage
 - Longueur de flambage:
 En faisant l'hypothèse que le poteau est bi-articulé, hypothèse conservatrice, la longueur de flambage vaut:
 $h_K = h_m = 5.0 \text{ m}$
 - Résistance ultime au flambage:
 $N_K = 2534 \text{ kN}$ (SZS C4 1)
- Vérification

$$N_d = 2978 \text{ kN} \leq \frac{N_K}{\gamma_R} = \frac{2534 \text{ kN}}{1.1} = 2304 \text{ kN}$$

Cette vérification n'est pas satisfaite, il faut donc choisir un profilé ayant une résistance ultime au flambage plus élevé par exemple un HEB 400 avec $N_K = 3591$ kN

– Vérification:

$$N_d = 2978 \text{ kN} \leq \frac{N_K}{\gamma_R} = \frac{3591 \text{ kN}}{1.1} = 3265 \text{ kN}$$

OK

13.8.2 Dimensionnement d'un poteau mixte

Donnée

Le poteau mixte est un profilé HEB 300, dont les parties entre les ailes sont remplies de béton (fig. 13.24).

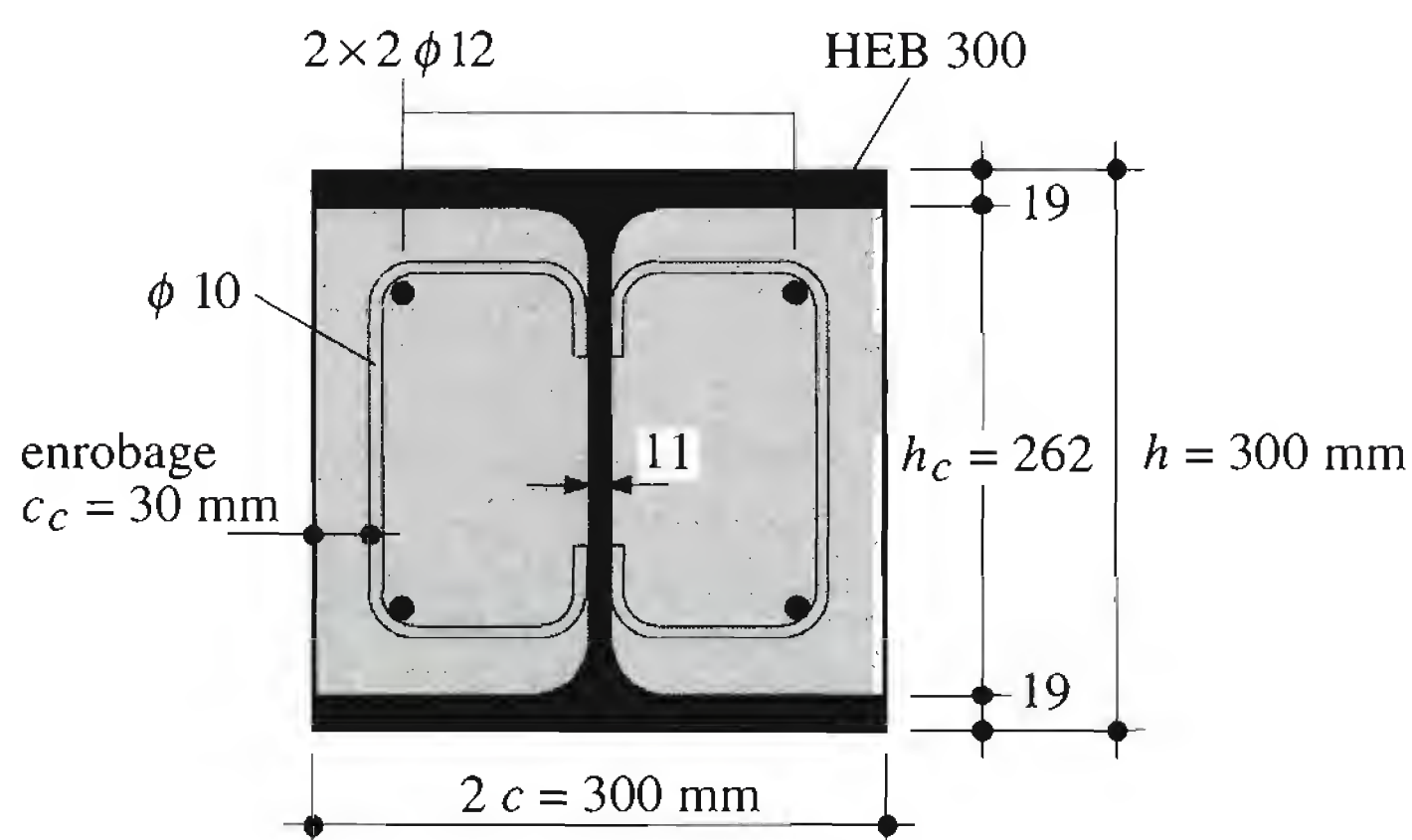


Fig. 13.24 Section transversale du poteau mixte.

Système statique

Identique à celui étudié dans l'exemple du paragraphe 13.8.1.

Charges à considérer

Identiques à celles étudiées dans l'exemple du paragraphe 13.8.1, seul le poids propre du poteau change:

Poids propre du poteau mixte: $g_m = 3.08$ kN/m

Situations de risque

Identiques à celles étudiées dans l'exemple du paragraphe 13.8.1.

Efforts intérieurs

La descente de charge est effectuée selon les mêmes règles que celles utilisées dans l'exemple du paragraphe 13.8.1. La situation de risque n° 1 est déterminante, la valeur de dimensionnement de l'effort normal étant de 2841 kN.

Tableau 13.25 Descente des charges (poteau type II).

Poteau	h_m	Poids propre		Charges permanentes				Charge utile		action	action	Neige	Effort normal de dimensionnement	
		G_m	ΣG_m	Q_{poutre}	Q_{dalle}	Q_{fin}	ΣQ_{perm}	Q_r	η	$\Sigma \eta Q_r$	ΣQ_r	ΣQ_s	N_d [kN]	
Niv.	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	[kN]	Sit. n° 1	Sit. n° 2
7	3.5	10.8	10.8	13.25	112.8	76.8	203	192	1	192	192	61.4	615	457
6	3.5	10.8	21.6	13.25	112.8	76.8	406	96	1	288	288	61.4	1037	775
5	3.5	10.8	32.4	13.25	112.8	76.8	609	96	0.83	367	384	61.4	1433	1092
4	3.5	10.8	43.2	13.25	112.8	76.8	811	96	0.75	439	480	61.4	1818	1408
3	3.5	10.8	54	13.25	112.8	76.8	1014	96	0.70	506	576	61.4	2197	1725
2	3.5	10.8	64.8	13.25	112.8	76.8	1217	144	0.67	602	720	61.4	2618	2066
1	5.0	15.4	80.2	13.25	112.8	76.8	1420	144	0.64	694	864	61.4	3040	2410

Sécurité structurale

• Résistance en section

- Caractéristiques de la section (fig. 13.24):

Profilé

$$A_a = 14\,900 \text{ mm}^2, I_a = 85.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4, E_a = 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ya} = 235 \text{ N/mm}^2$$

Armature

$$A_{s,\min} = 0.6\% \left\{ (300 \text{ mm})^2 - 14\,900 \text{ mm}^2 \right\} = 450.6 \text{ mm}^2$$

$$\text{choix } 4 \phi 12 \text{ mm} : A_s = 452 \text{ mm}^2$$

$$I_s = 4 \frac{\pi \phi^2}{4} \left(c - c_c - \phi_{\text{étrier}} - \frac{1}{2} \phi \right)^2 = 4 \cdot \frac{\pi (12 \text{ mm})^2}{4} \cdot$$

$$(150 \text{ mm} - 30 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - 6 \text{ mm})^2 = 4.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$E_s = 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ys} = 460 \text{ N/mm}^2$$

Béton

$$A_c = 2 c h - A_a - A_s = (300 \text{ mm})^2 - 14\,900 \text{ mm}^2 - 452 \text{ mm}^2 = 74\,650 \text{ mm}^2$$

$$f_c = 16 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = \frac{E_{c0}}{2} = \frac{14\,000 (f_c + 4)^{0.3}}{2} = \frac{14\,000 \cdot (16 \text{ N/mm}^2 + 4)^{0.3}}{2} = 17.2 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$I_c \cong 2 \left(\frac{h_c b_c^3}{12} + h_c b_c \left(\frac{b_c}{2} + \frac{d}{2} \right)^2 \right)$$

$$= 2 \cdot \left(\frac{262 \text{ mm} \cdot (144 \text{ mm})^3}{12} + 262 \text{ mm} \cdot 144 \text{ mm} \cdot \left(\frac{144 \text{ mm}}{2} + \frac{11 \text{ mm}}{2} \right)^2 \right)$$

$$= 584 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

• Effort normal plastique

$$\begin{aligned} N_{plb} &= f_{ya} A_a + 0.9 (f_{ys} A_s + f_c A_c) = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 14\,900 \text{ mm}^2 \\ &\quad + 0.9 \cdot (460 \text{ N/mm}^2 \cdot 452 \text{ mm}^2 + 16 \text{ N/mm}^2 \cdot 74\,650 \text{ mm}^2) \\ &= 3501 \cdot 10^3 \text{ N} + 187 \cdot 10^3 \text{ N} + 1075 \cdot 10^3 \text{ N} = 4764 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Charge critique de flambage élastique:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{l_K^2} (E_a I_a + E_s I_s + E_c I_c) = \frac{\pi^2}{(5000 \text{ mm})^2} \cdot (210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 85.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 + 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 4.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 + 17.2 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 584 \cdot 10^6 \text{ mm}^4) \\ = 7097 \cdot 10^3 \text{ N} + 406 \cdot 10^3 \text{ N} + 3965 \cdot 10^3 \text{ N} = 11\,468 \text{ kN}$$

- Coefficient d'élancement:

$$\bar{\lambda}_K = \sqrt{\frac{N_{plb}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{4764 \text{ kN}}{11\,468 \text{ kN}}} = 0.64 < 2.0$$

- Résistance ultime au flambage:

$$N_K = \kappa N_{pl} = 0.76 \cdot 4764 \text{ kN} = 3621 \text{ kN} \\ \text{avec } \kappa = 0.76 \text{ (courbe c, SZS C4.1)}$$

- Vérification

- Résistance au flambage:

$$N_d = 2841 \text{ kN} \leq \frac{N_K}{\gamma_R} = \frac{3621 \text{ kN}}{1.1} = 3291 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

- Contribution du béton:

$$N_{plc} = 0.9 f_c A_c = 0.9 \cdot 16 \text{ N/mm}^2 \cdot 74\,650 \text{ mm}^2 = 1075 \cdot 10^3 \text{ N} = 1075 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{plc}}{N_{plb}} = \frac{1075 \text{ kN}}{4764 \text{ kN}} = 0.23 = 23\% < 80\% \quad \text{OK}$$

- Condition d'élancement des ailes (norme SIA 161, chiffre 4.91.6)

$$\frac{c}{t} = \frac{150 \text{ mm}}{19 \text{ mm}} = 7.9 \leq 0.75 \sqrt{\frac{E_a}{f_{ya}}} = 0.75 \sqrt{\frac{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2}{235 \text{ N/mm}^2}} = 22.4 \quad \text{OK}$$

La vérification du voilement local n'est pas nécessaire.

Aptitude au service

- Fissuration du béton

Une armature minimale doit être disposée conformément aux prescriptions de la norme SIA 162.

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{452 \text{ mm}^2}{74\,650 \text{ mm}^2} = 0.61\% > 0.6\% \quad \text{(taux d'armature minimale)} \quad \text{OK}$$

13.8.3 Méthode de dimensionnement des sommiers mixtes à nœuds semi-rigides

Deux exemples de sommiers mixtes du bâtiment (poutre simple, poutre continue) ont été présentés à la section 10.7. Nous proposons, dans le présent exemple, de concevoir une solution intermédiaire pour laquelle les sommiers sont assemblés de façon semi-rigide sur les poteaux. Cette structure sera ensuite vérifiée à l'aide d'une nouvelle méthode élastique-plastique de dimensionnement des cadres contreventés à nœuds mixtes semi-rigides [13.7]. La méthode est résumée dans le présent paragraphe.

Modélisation

La méthode proposée consiste à déterminer la résistance ultime à la flexion d'une poutre d'une ossature contreventée de bâtiment en prenant en compte le moment plastique des assemblages de cette poutre sur les poteaux ainsi qu'un pourcentage du moment plastique de la poutre en travée. Pour illustrer cette méthode, considérons l'exemple d'un cadre à trois travées (fig. 13.26). Les nœuds mixtes situés au droit des poteaux

intérieurs sont modélisés par des ressorts de rotation, chaque assemblage possédant une rigidité S_j et une résistance à la flexion $M_{R,j}$ (§ 13.7.2). Dans les travées de rive, les assemblages sur les poteaux extérieurs ne transfèrent pas de moment de flexion; les nœuds sont donc modélisés par des articulations.

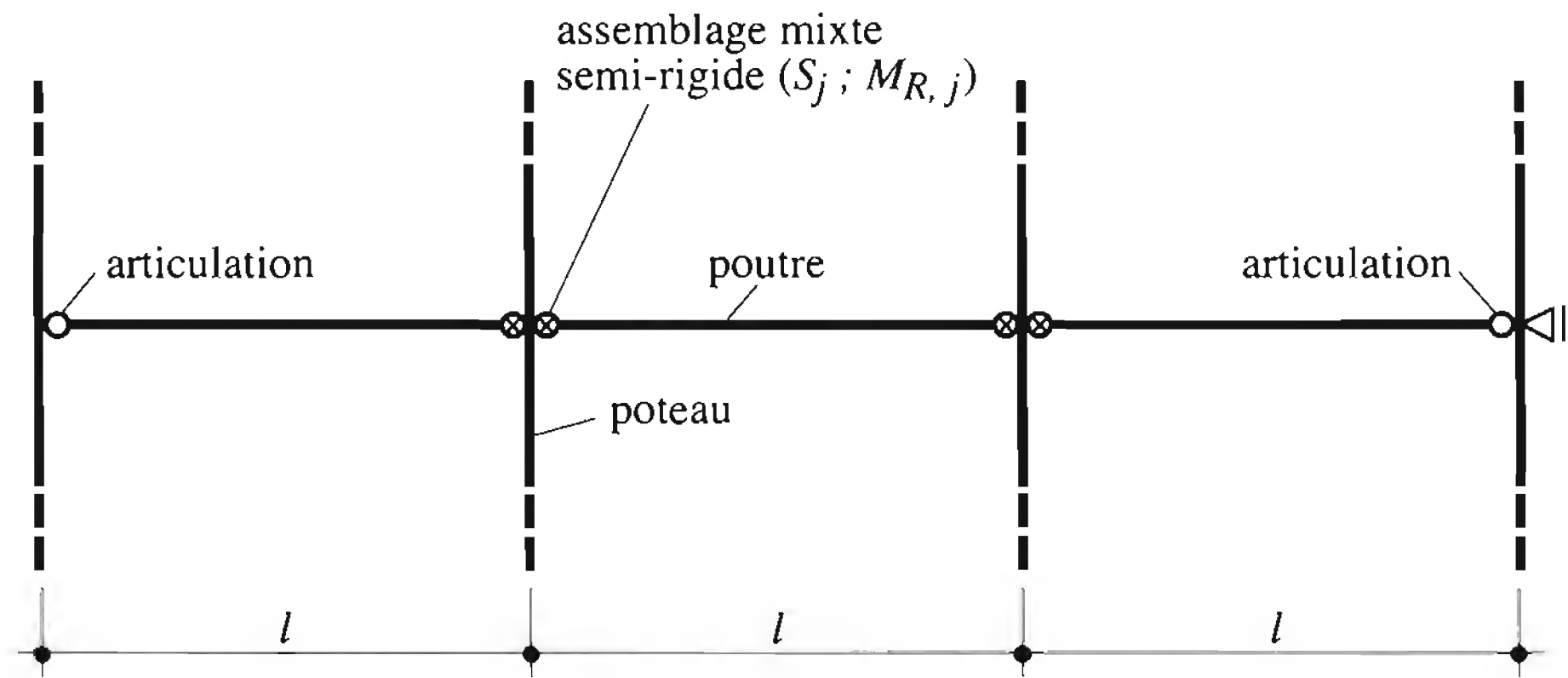
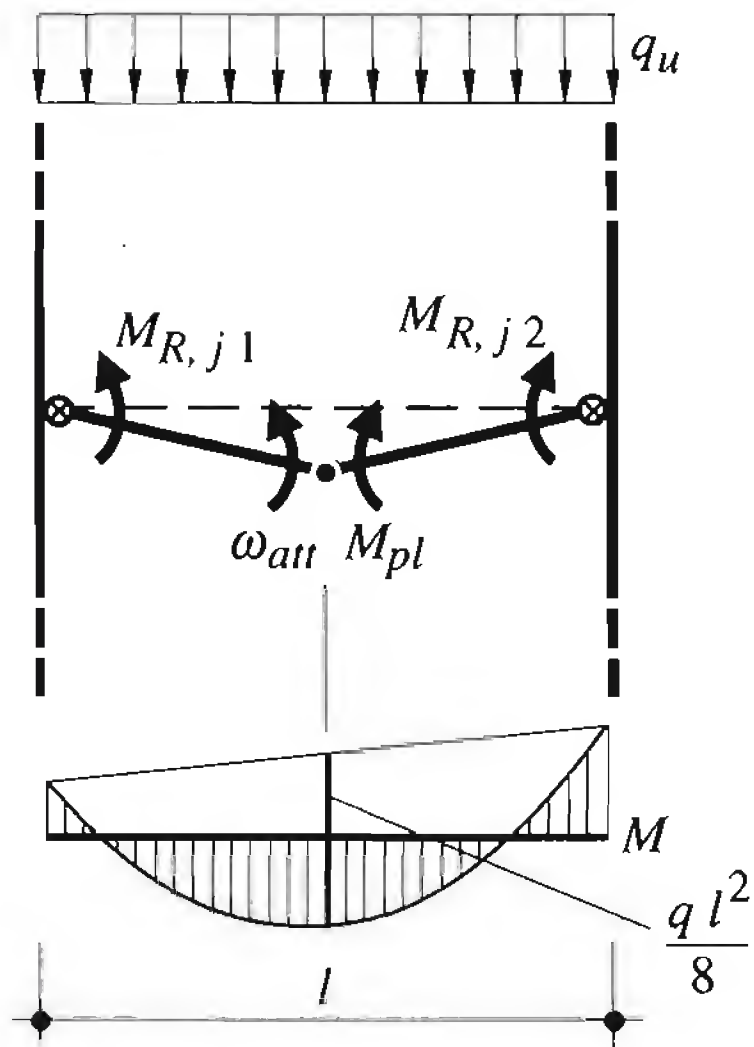


Fig. 13.26 Modélisation d'un cadre à trois travées.

Principe de la méthode

Pour que la section de la poutre en travée se plastifie, une certaine rotation de son axe aux extrémités de la travée est nécessaire. Cette rotation *requis*e dépend de plusieurs paramètres, notamment de l'élancement l/h_t de la poutre, de la nuance d'acier, du type de chargement (ponctuel, uniformément réparti) et du mode de construction (profilé métallique étayé ou non lors du bétonnage de la dalle). Si la rotation *disponible* que l'assemblage peut subir avant de perdre sa résistance est plus grande que cette rotation requise, la poutre peut atteindre sa résistance plastique en travée. Dans le cas contraire, seul un certain pourcentage de la résistance plastique en travée peut être mobilisé. Ce pourcentage de plastification atteignable ω_{att} (fig. 13.27) a été calculé pour les différents paramètres énumérés des poutres mixtes, en admettant une rotation disponible des assemblages égale ou supérieure à 30 mrad et en admettant aussi que les poteaux ne subissent pas de rotation due par exemple à un moment de flexion. Des règles de conception et de construction [13.7] permettent d'obtenir cette rotation disponible minimale de 30 mrad et d'éviter une rupture prématurée des assemblages.



Mode de construction	Nuance d'acier	l/h_t	
		15 à 22	23 à 30
avec étayage	S235	1.00	0.90
	S355	0.95	0.85
sans étayage	S235	0.95	0.85
	S355	0.90	0.80

Pourcentage de plastification atteignable ω_{att}
(charge uniformément répartie)

Fig. 13.27 Mécanisme d'une poutre mixte semi-continue en fonction du pourcentage de plastification atteignable.

La charge ultime q_u que la poutre mixte peut reprendre est calculée en fonction de la résistance des assemblages mixtes $M_{R,j1}$ et $M_{R,j2}$, du moment plastique de la poutre mixte M_{plb} et de la portée l , à l'aide de l'équation générale suivante, basée sur l'hypothèse de la formation de trois rotules plastiques [13.7]:

$$q_u = \frac{2}{l^2} \left(2 \omega_{att} M_{plb} - M_{R,j1} - M_{R,j2} + 2 \sqrt{(M_{R,j1} - \omega_{att} M_{plb}) (M_{R,j2} - \omega_{att} M_{plb})} \right)$$

Poteaux intérieurs non sollicités à la flexion

En cas de chargement symétrique (charge uniforme sur le plancher) et en admettant que tous les assemblages intérieurs aient la même résistance plastique (fig. 13.28), les poteaux ne sont pas sollicités à la flexion. La charge ultime q_u peut être déterminée pour chaque travée séparément en faisant l'hypothèse que les assemblages mixtes ont atteint leur résistance plastique. On peut donc directement utiliser les valeurs de ω_{att} données dans le tableau de la figure 13.27.

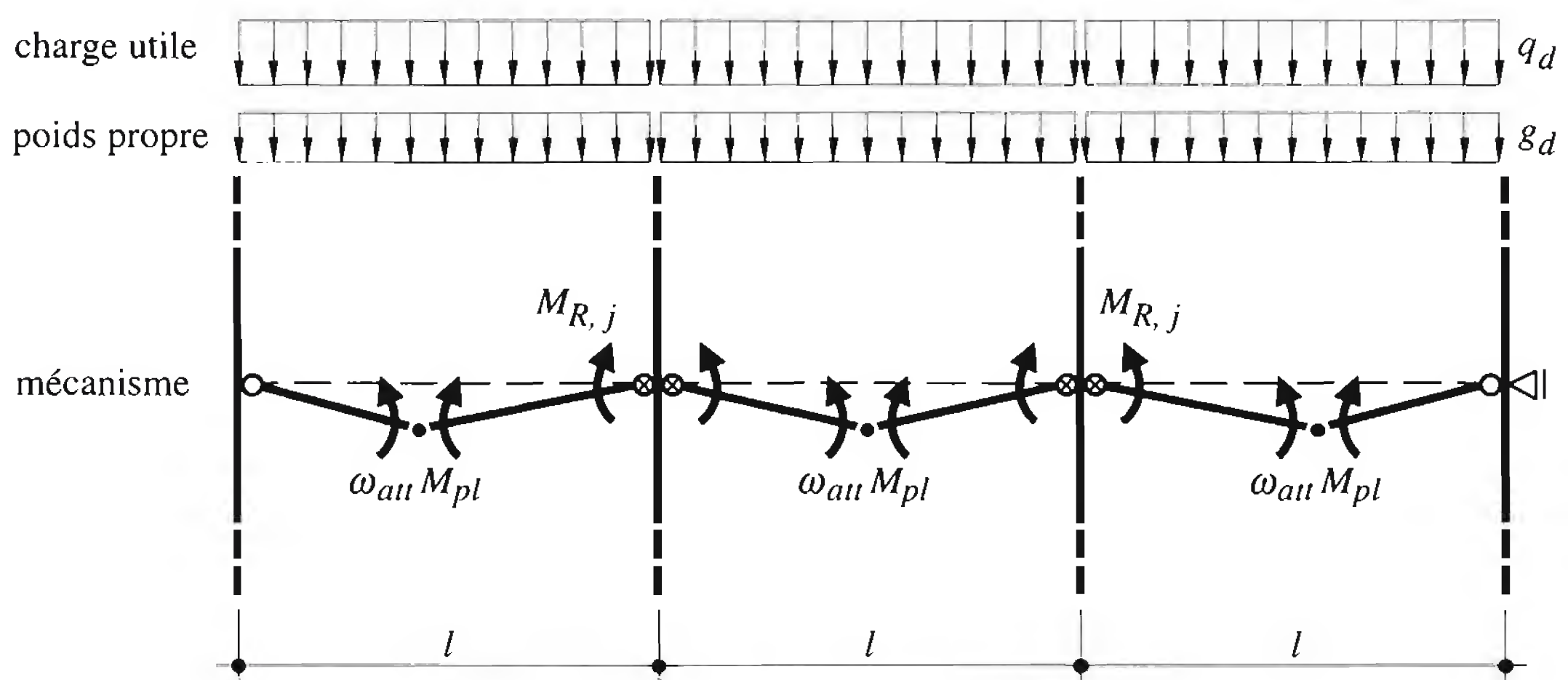


Fig. 13.28 Charge uniforme sur le plancher (chargement symétrique).

Poteaux intérieurs sollicités à la flexion

En cas de chargement non symétrique (charge non uniforme sur le plancher) (fig. 13.29), ou en cas de travées inégales ou enfin en cas d'assemblages mixtes de résistance différente dans chaque travée, les moments aux nœuds peuvent être différents de chaque côté du poteau, qui est alors sollicité à la flexion. La rotation ϕ_m du poteau due à la flexion doit être additionnée à la rotation disponible de l'assemblage avant d'être comparée à la rotation requise; elle a donc une influence sur le pourcentage de plastification que la poutre peut atteindre en travée. Dans la plupart des cas pratiques, le poteau va subir une rotation vers la travée comportant la plus grande charge, rotation qui va donc contribuer à augmenter la plastification de la poutre en travée. Il est donc conservateur de négliger cet effet favorable, ce qui permet d'utiliser les valeurs de ω_{att} du tableau de la figure 13.27 déterminée pour le cas où le poteau ne subit pas de rotation. Si la rotation du poteau a lieu dans le sens contraire, le pourcentage de plastification atteignable sera réduit, la rotation du poteau devant être déduite de la rotation disponible.

Une autre conséquence importante en cas de poteau sollicité à la flexion est la réduction de la résistance plastique du nœud due à la sollicitation en cisaillement du panneau d'âme du poteau.

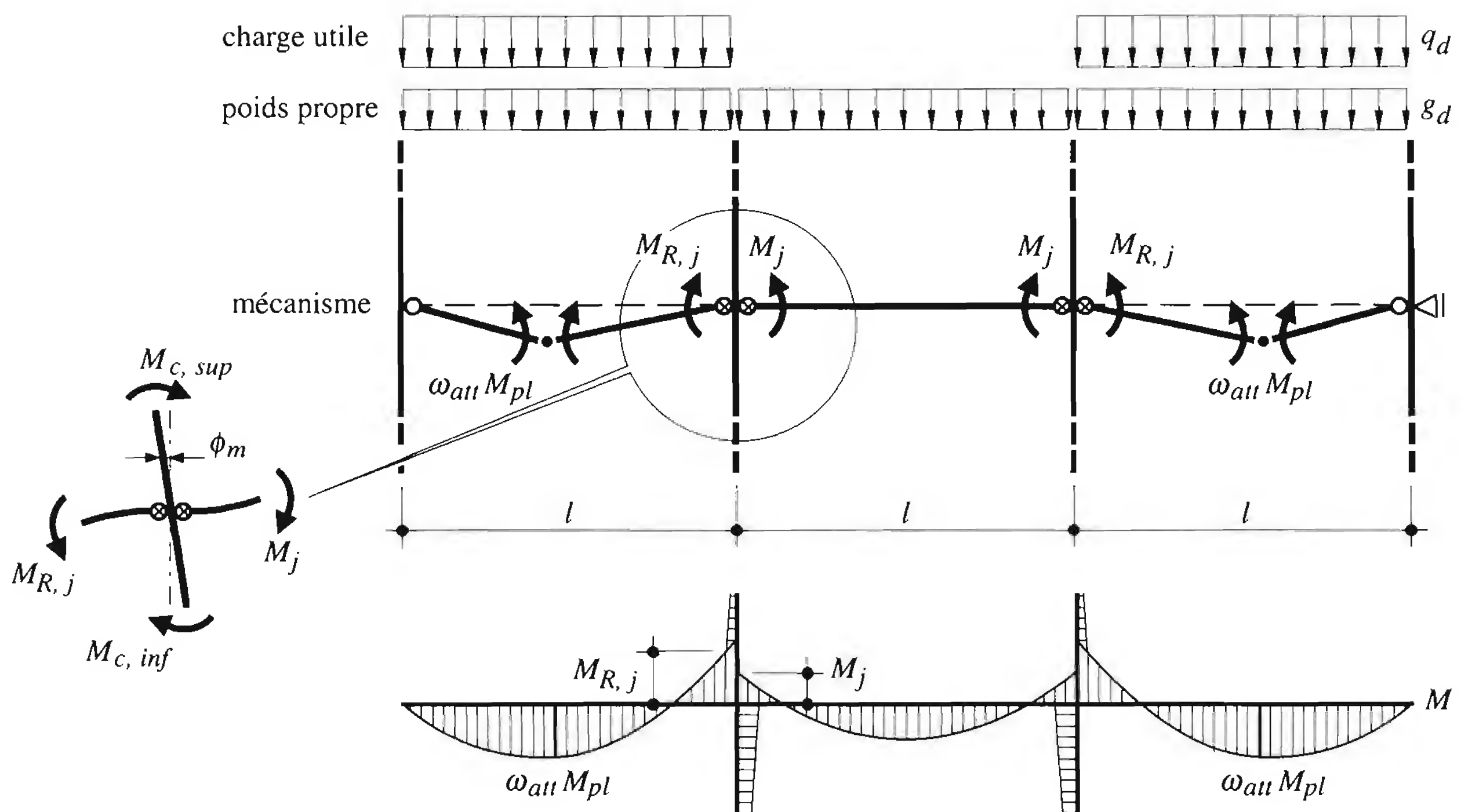


Fig. 13.29 Charge non uniforme sur le plancher (chargement non symétrique).

13.8.4 Exemple de dimensionnement d'un sommier mixte semi-continu

Données

Le but de cet exemple est de montrer l'effet de la prise en compte de la semi-rigidité de l'assemblage du sommier mixte sur le poteau mixte (fig. 13.30).

Sommier mixte: HEA 280 (dimensionnement § 10.7.2)

$$M_{plb} = 430.8 \text{ kNm}$$

$$I_{b,court}^+ = 439 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{b,long}^+ = 334 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Poteau métallique: HEB 400 (dimensionnement § 13.8.1)

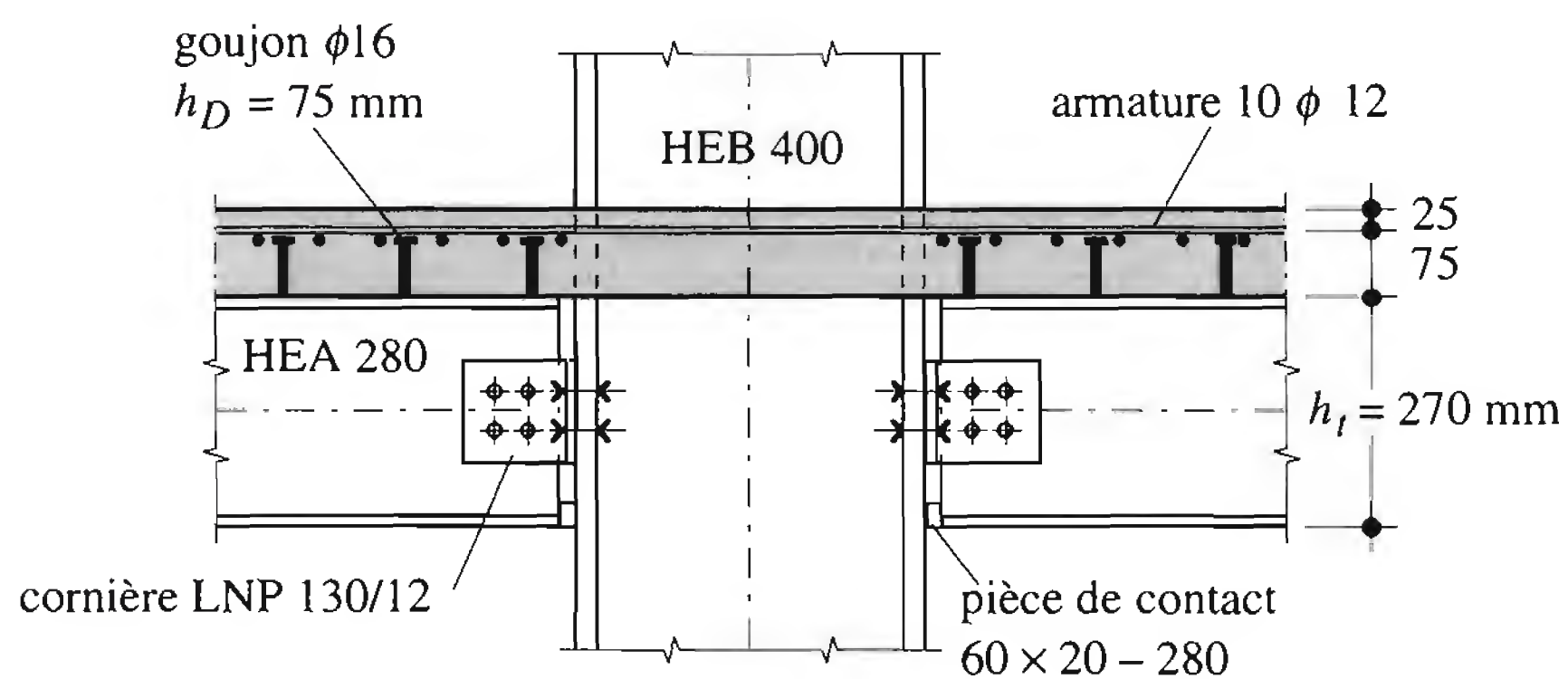


Fig. 13.30 Exemple d'un nœud mixte.

Caractéristiques de l'assemblage mixte

Ces caractéristiques ont été calculées à l'aide de la méthode des composantes décrites dans l'annexe J de l'Eurocode 4. L'armature dans la dalle est constituée de 10 barres $\phi = 12$ mm disposées de part et d'autre du poteau.

- Moment résistant: La composante la plus faible est l'armature de la dalle en béton.
 $M_{R,j} = 168.8$ kNm
- Rigidité initiale: En admettant un chargement symétrique du nœud (la déformation de la connexion entre la dalle et la poutre métallique est négligée).
 $S_{j0} = 45\,160$ kNm/rad
- Rigidité sécante: $S_j = \frac{S_{j0}}{2} = 22\,580$ kNm/rad
- Rotation disponible: La rotation disponible du nœud est garantie avec un taux d'armature de la dalle supérieur ou égal à 1% [13.7].
 $\phi_{disp} > 30$ mrad

L'armature étant l'élément le plus faible du nœud, les résistances au voilement de l'âme du poteau ou des ailes de la poutre ou encore la résistance au cisaillement des goujons ne sont pas déterminantes.

Charge ultime

$$q_u = \frac{8}{l^2} (\omega_{att} M_{plb} + M_{R,j}) = \frac{8}{(6\text{ m})^2} \cdot (0.85 \cdot 430.8 \text{ kNm} + 168.8 \text{ kNm})$$

$$= 118.9 \text{ kN/m}$$

$$\text{avec } l/h = 6 \text{ m} / 0.27 \text{ m} = 22.2 \Rightarrow \omega_{att} = 0.85 \text{ (non étayé)}$$

Il est donc possible d'augmenter la charge de dimensionnement q_d jusqu'à $118.9 \text{ kN/m} / 1.1 = 108.1 \text{ kN/m}$ en prenant en compte la semi-rigidité des nœuds. Rappelons que la valeur de dimensionnement de la charge sur les sommiers mixtes en poutre simple (nœuds articulés) était:

$$q_d = 1.3 (g_a + g_b) + 1.5 q_r + 1.3 q_{fin} = 1.3 \cdot (2.2 \text{ kN/m} + 18.8 \text{ kN/m}) + 1.5 \cdot 24 \text{ kN/m} + 1.3 \cdot 12.8 \text{ kN/m} = 79.9 \text{ kN/m}$$

Aptitude au service

Si on admet que la rigidité du poteau est grande par rapport à celle de l'assemblage, la flèche du sommier est calculée avec un système statique de poutre simple partiellement bi-encastée par deux ressorts rotationnels de constante k , calculée avec la rigidité de l'assemblage S_j (fig. 13.17).

- Calcul des flèches

- Equation de la flèche [13.7]:

$$w_i = \frac{q_i l^4}{384 E I_i} \left(\frac{k + 10}{k + 2} \right)$$

- Constante des ressorts rotationnels:

$$k_{court} = \frac{S_j l}{E I_{b,court}^+} = \frac{22\,580 \cdot 10^9 \text{ Nmm/rad} \cdot 6000 \text{ mm}}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 436 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 1.48$$

$$k_{long} = \frac{S_j l}{E I_{b,long}^+} = \frac{22\,580 \cdot 10^9 \text{ Nmm/rad} \cdot 6000 \text{ mm}}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 339 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 1.95$$

- Flèche due à une charge utile de courte durée $q_{ser,court}$:

$$w_4 = w(q_{ser,court}) = \frac{16 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 436 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \cdot \left(\frac{1.48 + 10}{1.48 + 2} \right) = 2.0 \text{ mm}$$

- Flèche due à une charge utile de longue durée $q_{ser,long}$:

$$w_3 = w(q_{ser,long}) = \frac{8 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 339 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \cdot \left(\frac{1.95 + 10}{1.95 + 2} \right) = 1.1 \text{ mm}$$

En prenant en compte la semi-rigidité des assemblages poutre-poteau, on peut ainsi réduire les flèches du sommier mixte en poutre simple, calculée au paragraphe 10.7.2, d'environ 40%.

Références

- [13.1] RONDAL J., MOUTY J., DUTTA D., WARDENIER J. ET YEOMANS N., *Guide de dimensionnement. Stabilité des structures en profils creux*, Verlag TÜV Rheinland, Köln, 1992.
- [13.2] SOKOL L., *Sollicitations ultimes dans une section circulaire*, Construction métallique N° 2-1988, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 1988, pp. 73-80.
- [13.3] BUCHELI P., BURNIER H. et BADOUX J. C., *Colonnes et poutres-colonnes pleines*, Cours postgrade sur la conception des charpentes métalliques, ICOM-Construction métallique, Ecole polytechnique fédérale, Lausanne, 1983.
- [13.4] BERGMANN R., MATSUI C., MEINSMA C. et DUTTA D., *Guide de dimensionnement. Poteaux en profils creux remplis de béton sous sollicitations statiques et sismiques*, Verlag TÜV Rheinland, Köln, 1995.
- [13.5] MUTTONI A., *Verbundstützen und Deckenanschlüsse*, Les structures mixtes acier-béton, Documentation SIA D0704, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1996, pp. 39-48.
- [13.6] REN P., CRISINEL M. et CARRETERO A., *Effet de la dalle en béton armé sur le comportement moment-rotation d'assemblages métalliques poutre-poteau*, Construction métallique N° 3-1996, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 1996, pp. 3-24.
- [13.7] KATTNER M., *Beitrag zum Entwurf von Rahmen mit Verbundknoten im Hochbau*, Thèse EPFL N° 2055, Ecole polytechnique fédérale, Lausanne, 1999.
- [13.8] COLSON A. et BJORHOVDE R., Intérêt économique des assemblages semi-rigides, *Construction métallique* N° 2-1992, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 1992, pp. 37-41.
- [13.9] GUISSÉ S., Quelle économie attendre de la mise en œuvre de nœuds semi-rigides ?, *Construction métallique* N° 3-1993, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 1993, pp. 19-27.
- [13.10] ANDERSON D., COLSON A. et JASPART J.-P., Calcul d'ossatures et assemblages : Considérations économiques, *Construction métallique* N° 1-1994, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 1994, pp. 45-52.

14 Contreventements



Maison familiale à Unterlunkhofen (AG)

La structure porteuse de la toiture pyramidale de cette villa en forme de cube de 10 m de côté est constituée de quatre poutres triangulaires *Vierendeel* disposées dans les diagonales du bâtiment et appuyées sur quatre poteaux centraux. La stabilisation est réalisée par des contreventements en croix de St-André apparents en façade.

Maître de l'ouvrage : R. Hauser, Unterlunkhofen

Architecte : P. Zoelly, Zollikon

Ingénieur : B. Bernardi, Zürich

Année de mise en service : 1984

Photo J. + I. Kurtz, Uerikon

14.1 Introduction

Dans la partie CONCEPTION de ce volume, nous avons présenté les principes de stabilisation des ossatures métalliques de halles (sect. 3.3) et de bâtiments (§ 4.2.6). Nous avons défini les différents types de contreventement, expliqué les différents rôles qu'ils jouent et montré quelques exemples de disposition dans les ossatures.

Dans la partie DIMENSIONNEMENT, nous avons abordé l'importance des contreventements sur la stabilité des cadres (sect. 11.4). Nous avons en particulier introduit la notion de cadres contreventés ou non contreventés, souples ou rigides, en fonction de l'efficacité du système de contreventement. Cette efficacité peut être due aussi bien à la rigidité d'un contreventement vertical situé dans le plan du cadre (fig. 14.1(a)) qu'à l'appui élastique procuré au cadre par le contreventement horizontal situé dans la toiture (fig. 14.1(b)).

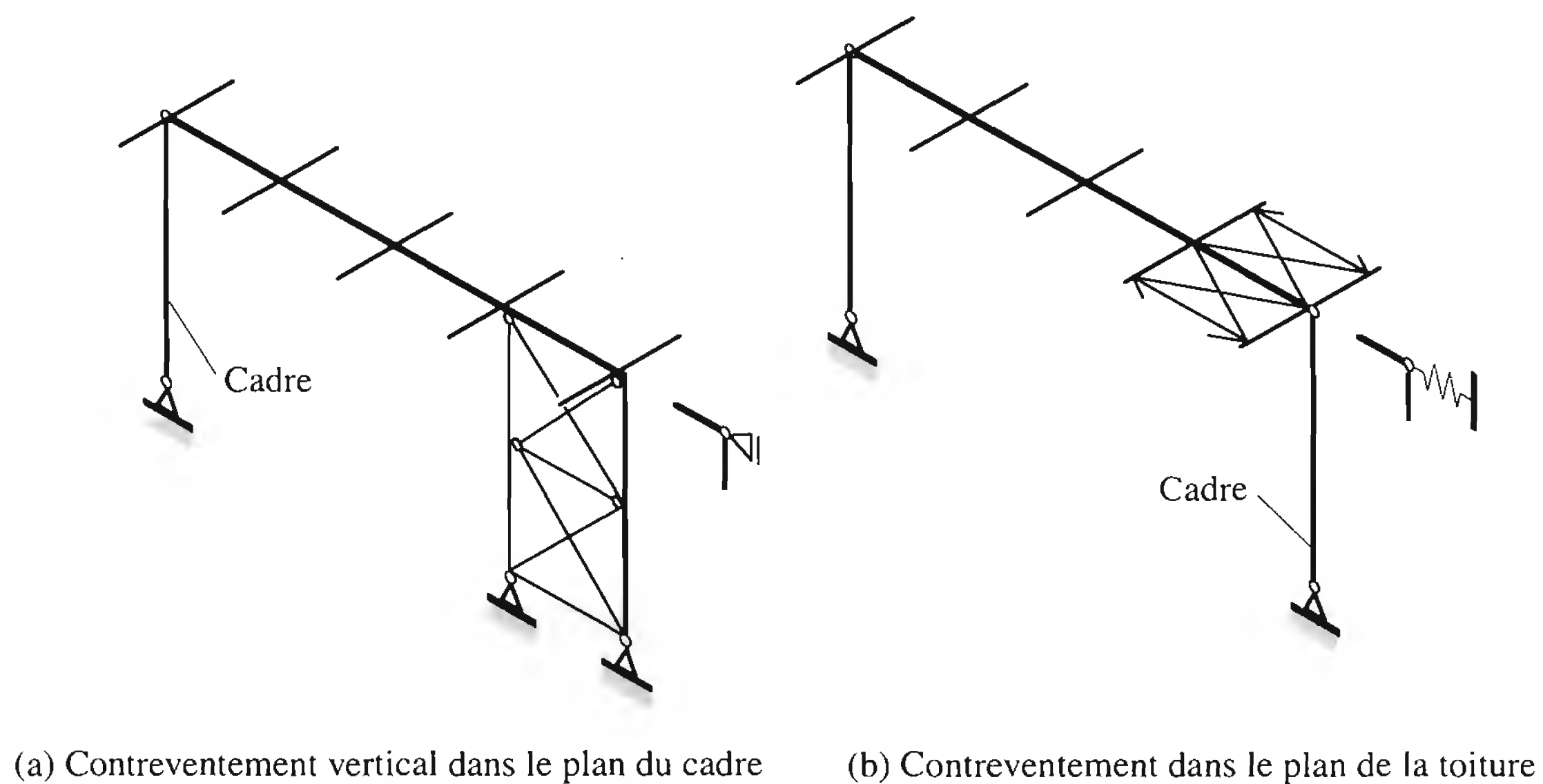


Fig. 14.1 Stabilisation latérale d'un cadre.

Le présent chapitre est consacré au dimensionnement des contreventements de halles et de bâtiments. Les principes énoncés sont communs à tous les systèmes de contreventement (sect. 14.2). Nous traiterons ainsi successivement les contreventements triangulés (sect. 14.3) et les contreventements en tôle profilée (sect. 14.4) avant de donner deux exemples numériques de calcul (sect. 14.5).

14.2 Systèmes de contreventement

14.2.1 Actions et systèmes statiques

Les contreventements sont les éléments stabilisateurs principaux d'une structure. Ils sont soumis à des forces situées essentiellement dans leur plan. Les charges et actions qui provoquent ces forces sont:

- le vent agissant sur les façades de la structure,
- les mouvements horizontaux imposés aux fondations de la structure par les séismes,
- les actions horizontales des ponts roulants agissant sur les voies de roulement,
- les actions verticales: dans certaines structures de toiture (à traverses inclinées, en shed) où les contreventements sont situés dans les pans de la toiture, les actions verticales dues au poids

propre des éléments porteurs et au poids des éléments non porteurs, ainsi que celles dues à la neige, créent également des forces agissant dans le plan des contreventements.

Les contreventements ayant pour rôle de transférer les forces qui les sollicitent jusqu'aux fondations, ils doivent être conçus de manière à fonctionner comme des éléments porteurs stables, reposant sur des appuis. On distingue les systèmes porteurs suivants (fig. 14.2):

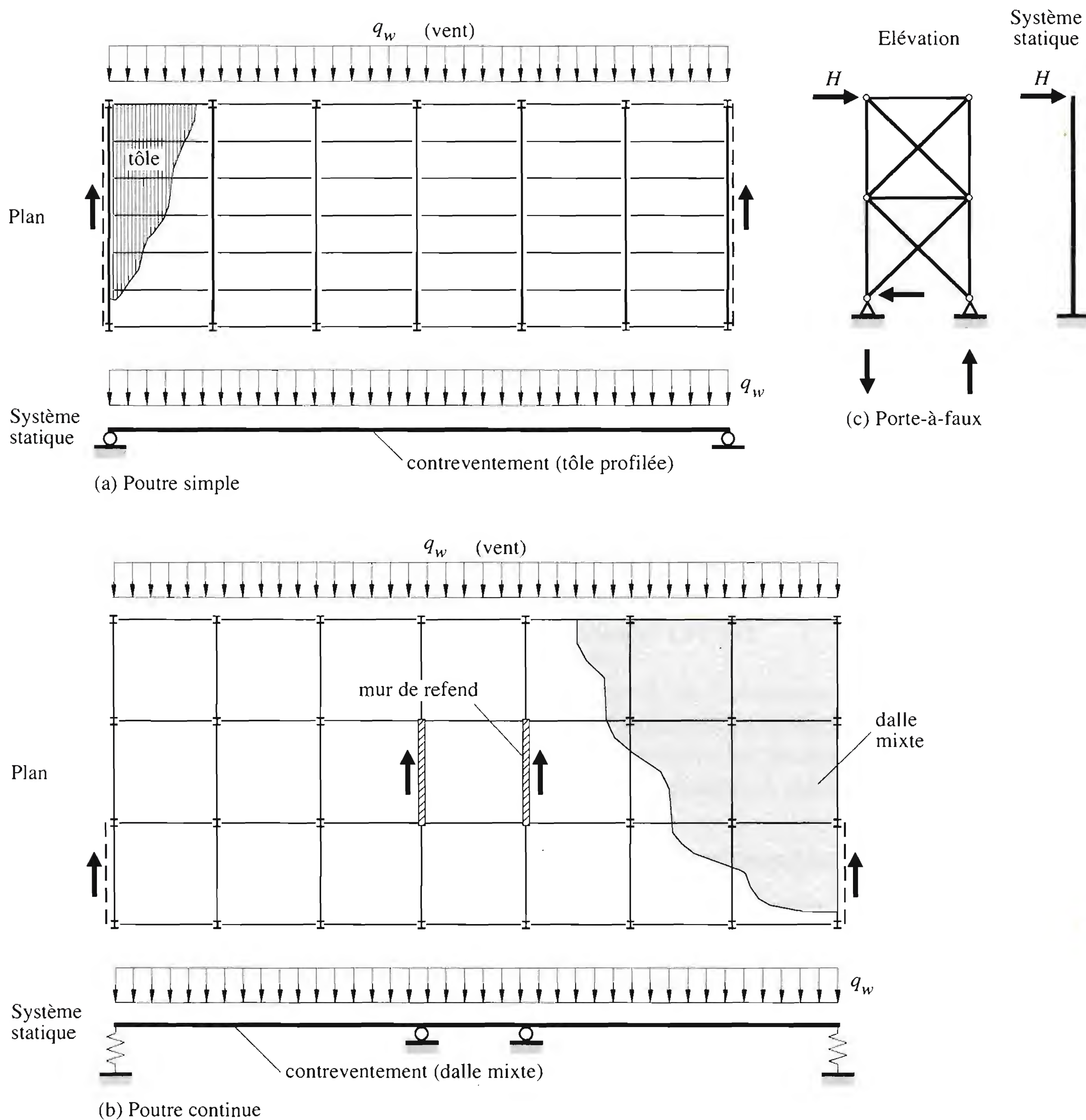


Fig. 14.2 Exemples de systèmes statiques des contreventements.

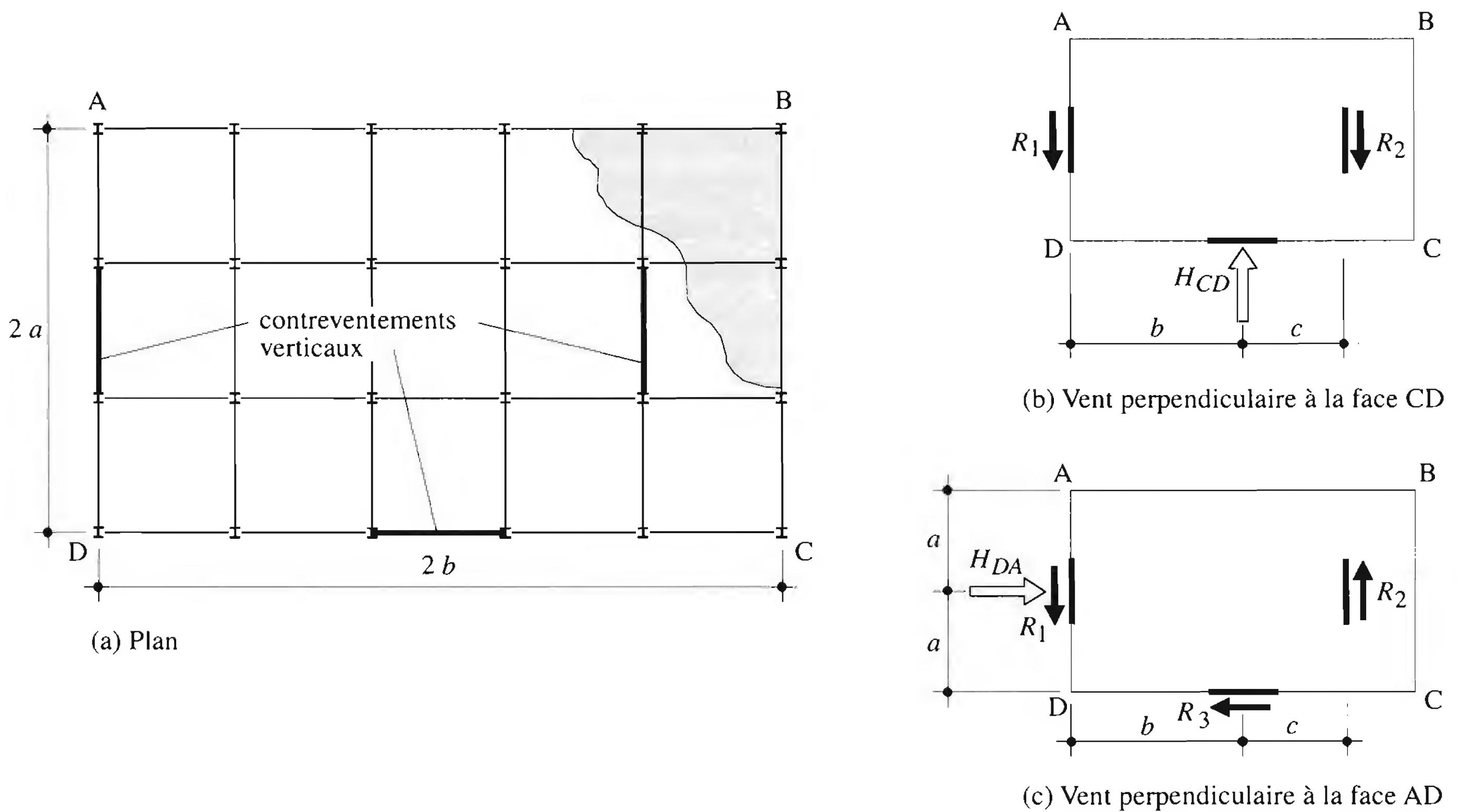


Fig. 14.3 Système avec trois contreventements d'appui disposés en U.

Pour le cas d'un vent perpendiculaire à la face DA (fig. 14.3 (c)), la résultante H_{DA} des actions dues au vent est appliquée au milieu de cette face DA. La force H_{DA} est équilibrée par la réaction R_3 , égale à H_{DA} . Etant donné l'excentricité a de ce contreventement par rapport à la force H_{DA} , un moment $M = H_{DA} a$ doit encore être repris par le couple de forces égales et opposées R_1 et R_2 . Les équations d'équilibre sont les suivantes :

$$\left. \begin{aligned} R_3 &= H_{DA} \\ R_1 &= R_2 = H_{DA} \frac{a}{b+c} \end{aligned} \right\} \quad (14.2)$$

Deuxième exemple. Les appuis du contreventement horizontal de la figure 14.4(a) sont disposés selon les faces d'un triangle. Les conditions d'équilibre (§ 3.3.1) étant également satisfaites, le système est stable. Les mêmes hypothèses étant faites concernant les poteaux et la dalle, le calcul des réactions horizontales peut être effectué pour chaque direction du vent agissant sur l'une des trois façades.

Pour le cas d'un vent perpendiculaire à la face BC (fig. 14.4(b)), la résultante H des efforts agit perpendiculairement à cette face et à une distance a_2 et a_1 des sommets B et C, respectivement. En exprimant les trois équations d'équilibre du système autour des sommets A, B et C du triangle, on trouve les réactions suivantes :

$$R_1 = H \frac{e}{b} \quad R_2 = H \frac{a_2}{c} \quad R_3 = H \frac{a_1}{a} \quad (14.3)$$

Par des calculs analogues, nous pouvons trouver les valeurs de R_1 , R_2 et R_3 pour les deux autres directions du vent perpendiculaires aux faces AB et CA, respectivement.

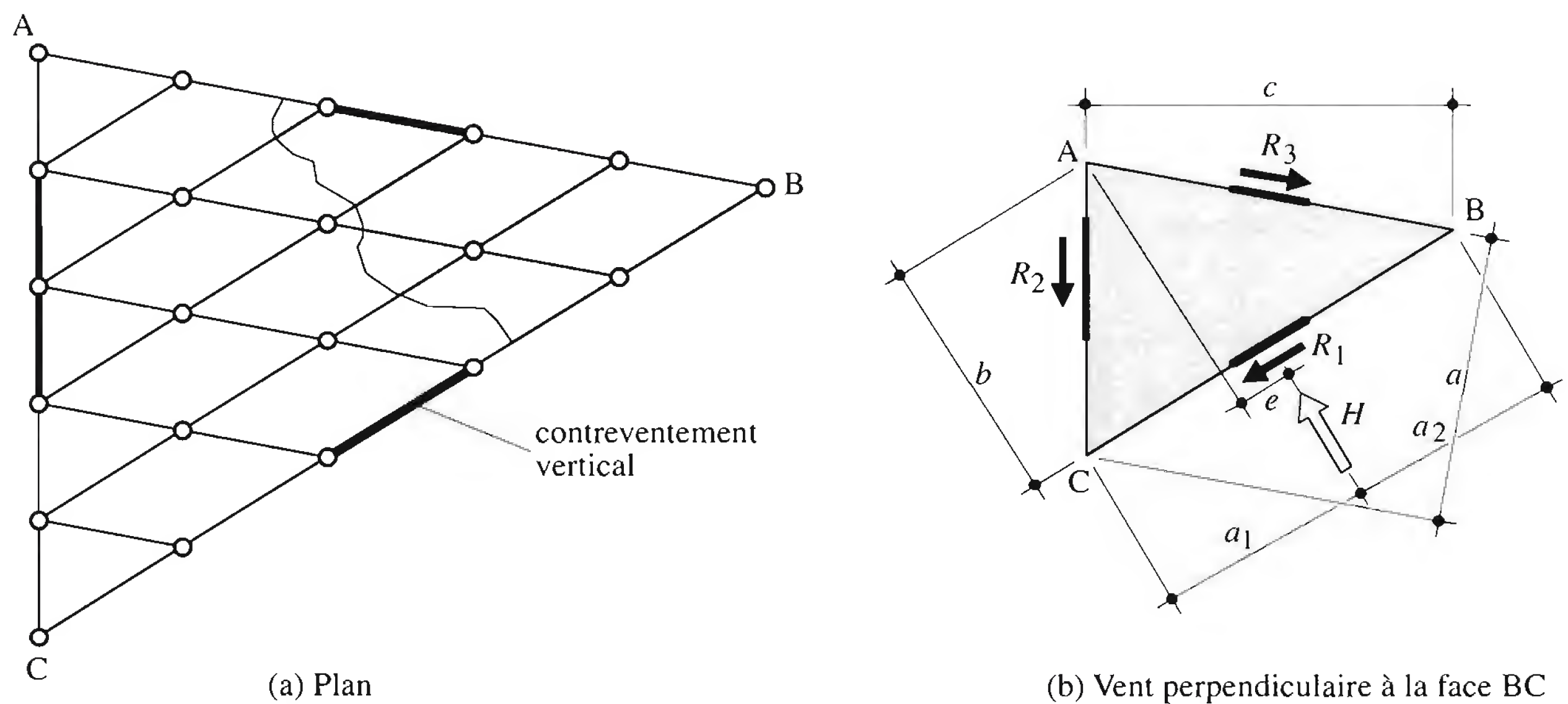


Fig. 14.4 Système avec trois contreventements d'appui disposés en triangle.

Systèmes de contreventements hyperstatiques

Dans les systèmes hyperstatiques, la détermination des réactions d'appui horizontales (créées par les différents contreventements) n'est pas possible par les seules équations d'équilibre. Comme pour tout calcul statique élastique, on doit faire intervenir des conditions supplémentaires de compatibilité des déformations (des différents contreventements): On fait généralement les hypothèses simplificatrices suivantes:

- Les planchers sont infiniment rigides horizontalement, ce qui est pratiquement toujours le cas (dalle en béton ou mixte, contreventement de montage dans le plan du plancher, etc.).
- La rigidité des contreventements verticaux est constante sur toute leur hauteur ou varie pour chacun d'entre eux dans le même rapport. Cette hypothèse est souvent satisfaite. Elle est nécessaire pour pouvoir admettre que le rapport entre les réactions horizontales des différents contreventements est le même à chaque niveau de la structure.

A titre d'exemples, examinons trois systèmes de contreventements hyperstatiques.

Premier exemple. Les quatre contreventements d'appui sont parallèles entre eux (fig. 14.5(a)). Pour que le système soit stable, il est nécessaire de disposer encore d'au moins un contreventement qui leur soit perpendiculaire. Le système peut être schématisé, pour la détermination des réactions horizontales, comme une poutre infiniment rigide sur plusieurs appuis élastiques (fig. 14.5(b)). La réaction d'appui de chaque contreventement vertical est proportionnelle à sa rigidité, définie comme étant la force nécessaire pour provoquer un déplacement unitaire; ceci permet de trouver le «centre de gravité» O des rigidités des contreventements verticaux.

Après réduction de la résultante H en une force H et un moment de la force $M = H e$ appliqués au centre O, ces deux efforts ont les effets suivants:

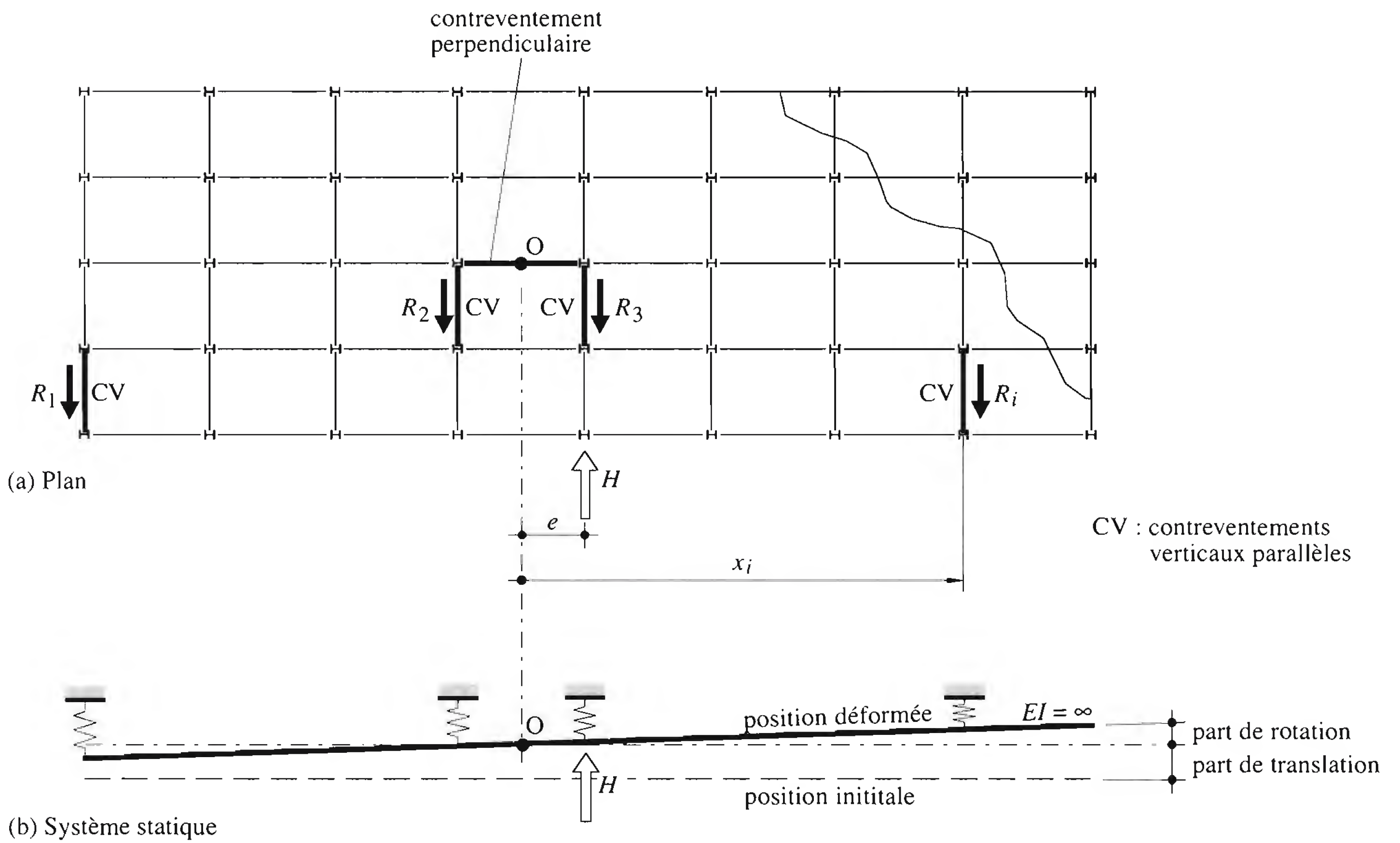


Fig. 14.5 Système avec plusieurs contreventements d'appui parallèles entre eux.

- Effet de la force H appliquée en O: Les réactions R'_i ont la même direction que H et sont proportionnelles à la rigidité de chaque contreventement:

$$\frac{R'_1}{E_1 I_1} = \frac{R'_2}{E_2 I_2} = \dots = \frac{R'_i}{E_i I_i} = \frac{\sum R'_i}{\sum E_i I_i} = \frac{H}{\sum E_i I_i} \quad (14.4)$$

Dans le cas où $E_1 = E_2 = \dots = E_i = E$, la part de la réaction due à la translation vaut:

$$R'_1 = \frac{I_1}{\sum I_i} H \quad (14.5)$$

- Effet du moment de la force $M = H e$: les réactions R''_i sont d'une part proportionnelles à l'abscisse x_i (dans le cas où le plancher est indéformable) et à la rigidité $E_i I_i$ de chaque contreventement; d'autre part, la somme des moments autour du centre O est égale à $H e$, donc:

$$\frac{R''_1}{E_1 I_1 x_1} = \frac{R''_2}{E_2 I_2 x_2} = \dots = \frac{R''_i}{E_i I_i x_i} \quad (14.6)$$

$$\text{d'où } \frac{R''_1 x_1}{E_1 I_1 x_1^2} = \frac{R''_2 x_2}{E_2 I_2 x_2^2} = \dots = \frac{R''_i x_i}{E_i I_i x_i^2} = \frac{H e}{\sum E_i I_i x_i^2} \quad (14.7)$$

Dans le cas où $E_1 = E_2 = \dots = E_i = E$, la part de la réaction due à la rotation vaut:

$$R_i'' = \frac{I_i x_i}{\sum I_i x_i^2} H e \quad (14.8)$$

- La somme des réactions vaut enfin :

$$R_i = R_i' + R_i'' = \left(\frac{I_i}{\sum I_i} + \frac{I_i x_i}{\sum I_i x_i^2} e \right) H \quad (14.9)$$

$E_i I_i$: rigidité du contreventement i

x_i : position du contreventement i par rapport au centre de gravité O des rigidités $E_i I_i$

e : excentricité de la résultante H de l'action du vent par rapport à O

En d'autres termes, tout déplacement d'un niveau d'un bâtiment peut être décomposé en une part de translation et une part de rotation autour du centre O (fig. 14.5(b)). Si la résultante H des forces horizontales coïncide avec le centre de gravité O des rigidités des contreventements verticaux, la rotation est nulle et l'effort R_i est donné par (14.5). Le système de contreventement de ce cas particulier est avantageux pour autant que l'on puisse placer librement les contreventements, car il permet de concevoir et dimensionner les contreventements parallèles et leurs éléments d'une manière identique.

Deuxième exemple. Il n'y a qu'un seul contreventement mais les poteaux sont continus (fig. 14.6). Nous supposons que la rigidité $E I_{cv}$ du contreventement vertical est infiniment plus grande que celle

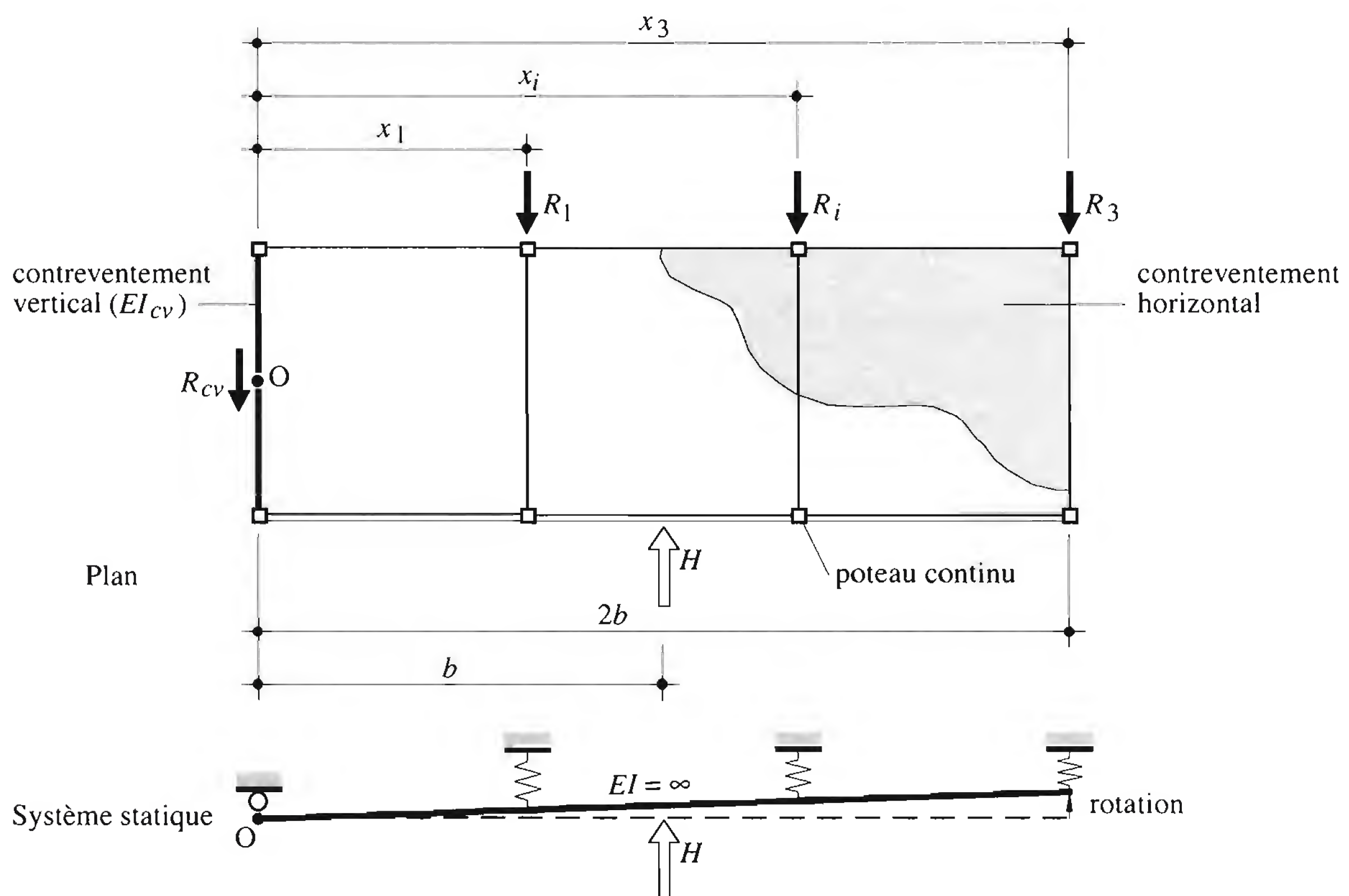


Fig. 14.6 Système avec un seul contreventement d'appui et des poteaux continus.

des poteaux. Par conséquent, pour un vent soufflant dans la direction indiquée à la figure 14.6, le point O se trouve au centre du contreventement. Cette hypothèse permet de schématiser le comportement du bâtiment pour la reprise des efforts horizontaux de la manière suivante : la part de translation est essentiellement empêchée par le contreventement tandis que les poteaux subissent la part de rotation. Ce système n'est pas avantageux dans le cas d'une construction très longue en plan car les efforts sollicitant les poteaux les plus éloignés du contreventement deviennent très grands.

La réaction R_{cv} du contreventement ainsi que les réactions R_i des poteaux sont obtenues par les équations d'équilibre suivantes :

$$H = R_{cv} + \sum R_i \quad (14.10)$$

$$Hb = \sum R_i x_i \quad (14.11)$$

La réaction R_i est proportionnelle à la rigidité $E_i I_i$ de la somme des n poteaux situés au rang i d'abscisse x_i :

$$R_i = \alpha n E_i I_i x_i \quad (14.12)$$

En introduisant (14.12) dans le système d'équations d'équilibre et en supposant $E_1 = E_2 = E_i = \dots = E$, le facteur de proportionnalité α peut être éliminé, ce qui permet de trouver R_i en fonction de la résultante H de la force du vent analogue à (14.8) :

$$R_i = \frac{I_i x_i}{\sum I_i x_i^2} H b \quad (14.13)$$

L'effort dans le contreventement d'extrémité vaut :

$$R_{cv} = H - \sum R_i = \left(1 - \frac{\sum I_i x_i}{\sum I_i x_i^2} b \right) H \quad (14.14)$$

Pour un vent soufflant dans la direction perpendiculaire à celle indiquée sur la figure 14.6, soit perpendiculairement à la petite face du bâtiment, nous admettons, dans le cas particulier, que la rigidité des poteaux continus est suffisante pour reprendre les efforts engendrés.

Troisième exemple. Le système comporte un noyau central (fig. 14.7). Si les liaisons entre les poteaux et les sommiers sont considérées comme des articulations, les poteaux ne participent pas à la reprise des efforts horizontaux. Ces efforts sont transmis par l'intermédiaire des dalles, rigides dans leur propre plan, au noyau qui seul peut reprendre ces efforts et les transmettre aux fondations. Dans le cas général (fig. 14.7(b)), le noyau est donc fortement sollicité simultanément à la flexion gauche et à la torsion. Le calcul des noyaux et refends est traité dans le TGC volume 8.

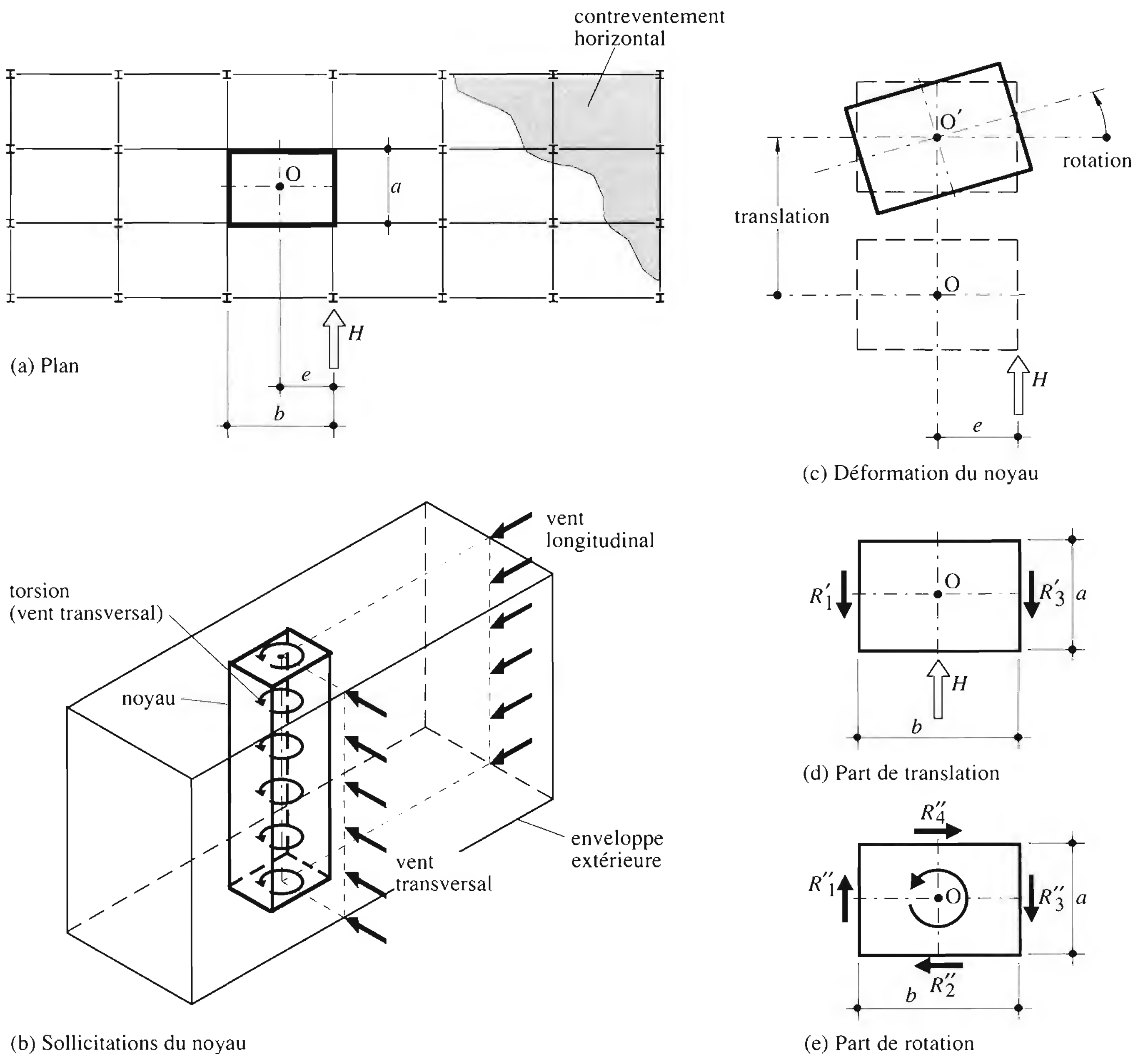


Fig. 14.7 Système avec noyau central.

14.3 Contreventements triangulés

14.3.1 Treillis plans

La plupart des contreventements nécessaires à la stabilisation des structures métalliques de halles et de bâtiments (sect. 3.3 et § 4.2.6) sont réalisés par des barres de triangulation disposées entre les éléments porteurs (traverses ou sommiers, solives ou pannes, rangées de poteaux) de façon à constituer des poutres à treillis. Ces dernières ne peuvent reprendre que des forces situées dans leur plan et, de préférence, agissant aux nœuds, car elles n'ont ni rigidité transversale (hors du plan), ni rigidité torsionnelle. La figure 14.8 donne des exemples de cheminement des forces transversales et longitudinales dans le cas d'une halle à toiture horizontale.

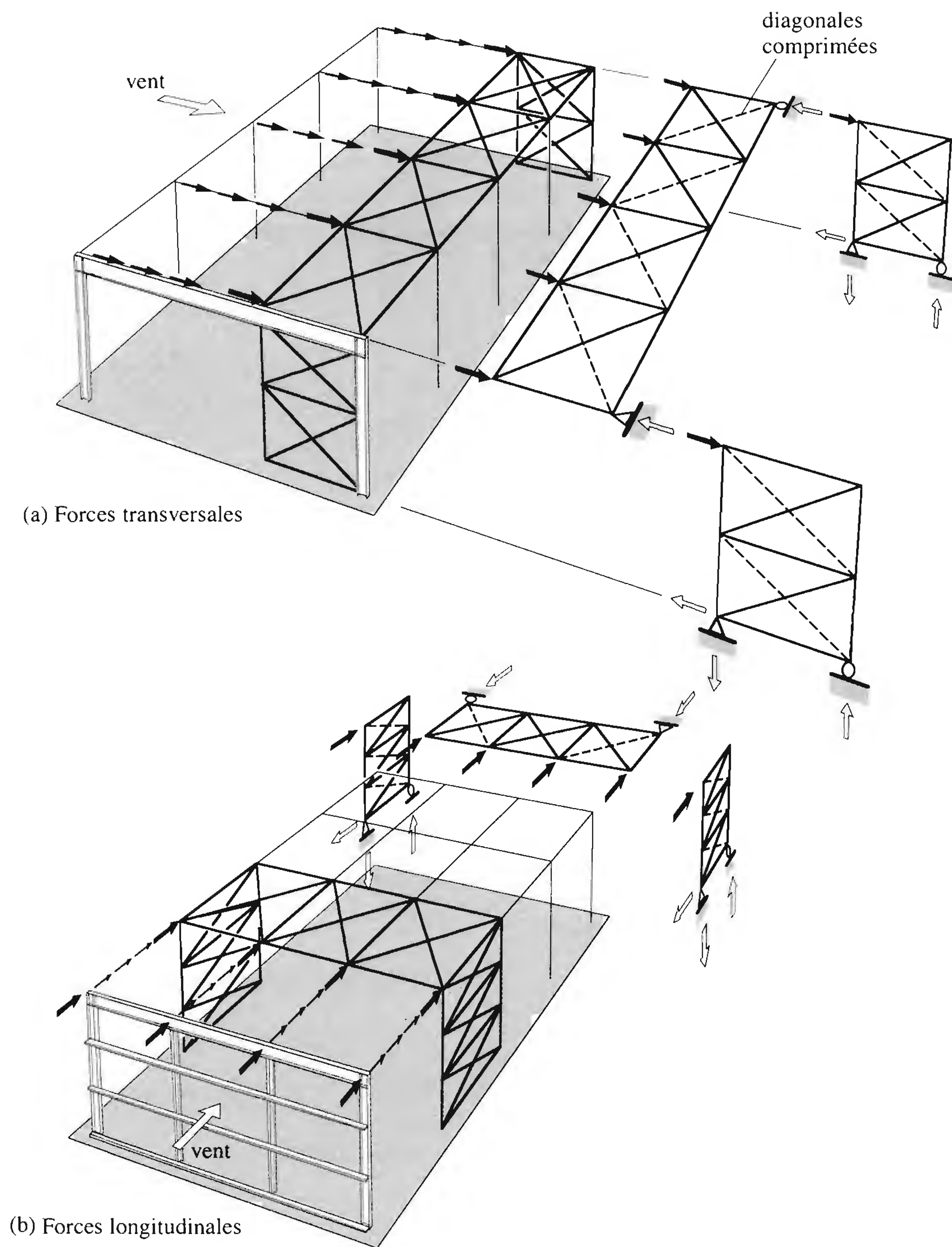


Fig. 14.8 Cheminement des forces transversales et longitudinales dans le cas d'une halle à toiture horizontale.

Comme nous l'avons vu au chapitre 3 (fig. 3.25), la plupart des contreventements de toiture sont des poutres isostatiques extérieurement, mais hyperstatiques intérieurement car constituées de treillis doubles capables de résister aux forces de vent pouvant agir dans les deux sens. Pour simplifier le calcul, nous négligeons la résistance des barres comprimées (flambage) et la poutre à treillis devient statiquement déterminée intérieurement. Le dimensionnement s'effectue selon les indications de la section 5.7 du TGC

volume 10. Pour un prédimensionnement, les efforts normaux dans les membrures, au milieu de la travée de la poutre à treillis isostatique constituant le contreventement, valent (TGC vol. 10, fig. 5.30):

$$N_f = \frac{M_w}{h} \quad (14.15)$$

M_w : moment de flexion horizontal dû au vent
 h : hauteur statique du treillis de contreventement

Les efforts dans les barres du treillis (diagonales et montants) s'obtiennent par application du principe de la coupe, l'équilibre de chaque noeud devant être assuré (TGC vol. 1, ch. 7).

Les efforts N_{fi} dans les membrures du contreventement de toiture constituent des efforts normaux supplémentaires dans les traverses. En cas de *fermes à treillis*, ils sont introduits dans la membrure supérieure de la traverse à l'endroit des nœuds communs au contreventement et à la ferme (fig. 14.9(a)). En cas de *traverses à âme pleine* de hauteur constante (fig. 14.9(b)), les efforts de membrure du contreventement sont introduits dans l'aile supérieure; par conséquent, il faut tenir compte de l'excentricité e de ces efforts par rapport à l'axe de la poutre, ce qui engendre donc un moment de flexion verticale supplémentaire.

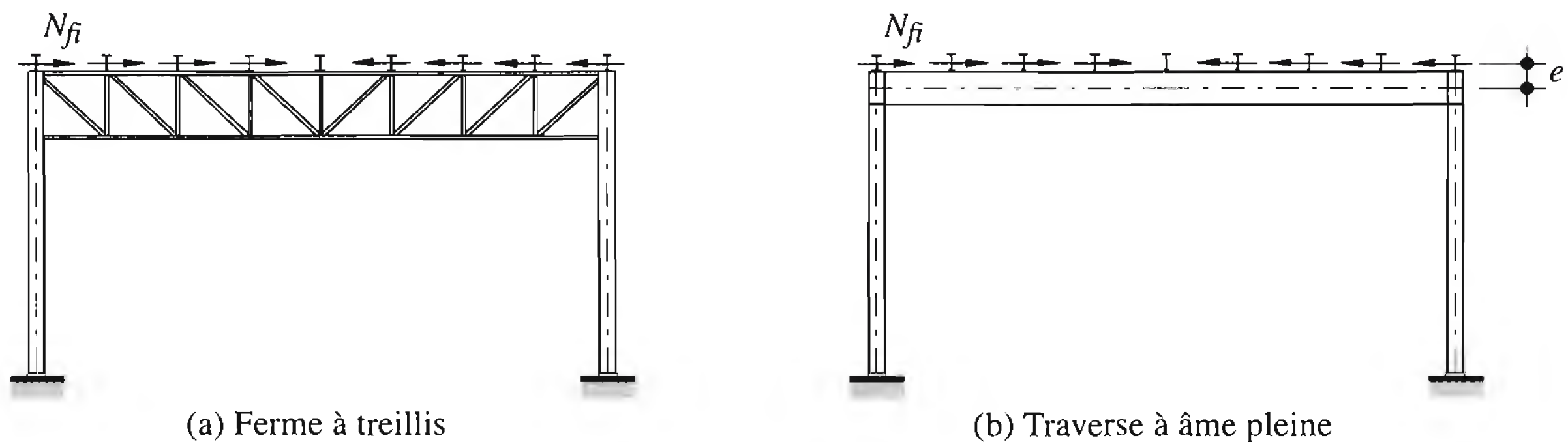


Fig. 14.9 Introduction des efforts de membrure du contreventement dans la ferme.

Les contreventements transversaux disposés dans une toiture plane (fig. 14.10(a)) constituent des poutres à treillis sans inertie torsionnelle et chargées dans le plan de la toiture. Comme le contreventement n'est pas situé à l'axe de gravité des traverses, mais dans le plan des ailes supérieures de ces dernières, le calcul s'effectue comme pour une barre de section en U (fig. 14.10(b)) dont l'âme serait constituée par le treillis de contreventement et les ailes par les traverses de cadre [14.1]. De plus, la force horizontale n'étant pas introduite au centre de cisaillement C de la section en U, mais dans son âme, il se produit un moment de torsion qui est repris par flexion verticale antisymétrique des deux traverses adjacentes au contreventement. Le moment de torsion vaut:

$$T = Q_w z \quad (14.16)$$

Q_w : force horizontale longitudinale due au vent
 z : distance verticale entre le centre de cisaillement C et la force Q_w

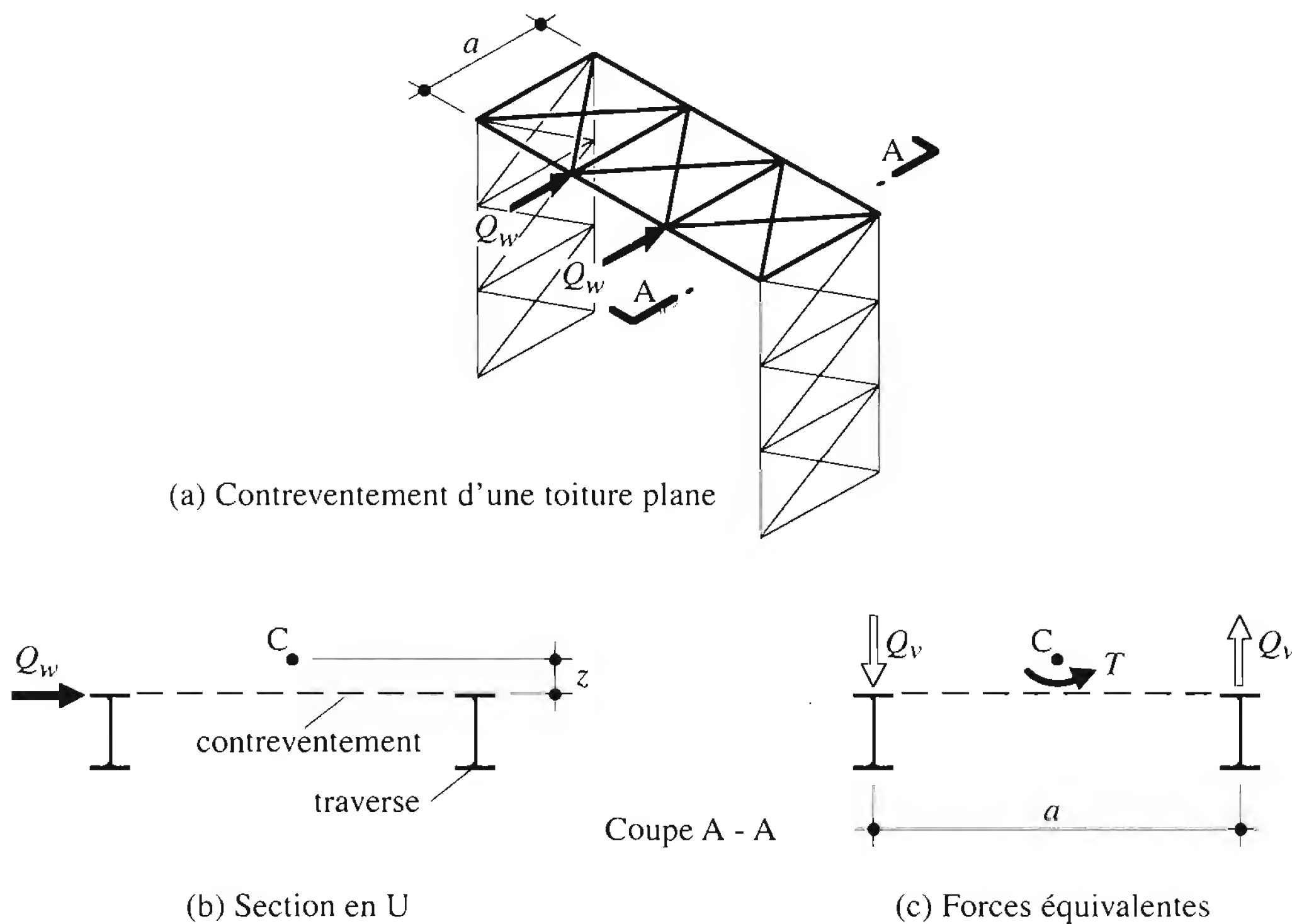


Fig. 14.10 Sollicitations d'une section en U constituée du contreventement de toiture et de deux traverses.

La force verticale équivalente sollicitant les traverses vaut alors (fig. 14.10(c)):

$$Q_v = \frac{T}{a} \quad (14.17)$$

a : écartement des cadres

L'interaction entre les forces dues au moment de torsion T et les efforts normaux N_f dans les traverses doit être considérée lors de la vérification de la sécurité structurale.

14.3.2 Treillis non plans

Contrairement à la plupart des contreventements de toiture qui sont des treillis plans isostatiques extérieurement (§ 14.3.1), les contreventements qui se trouvent dans les pans d'une toiture non plane sont en général hyperstatiques de degré 3 (fig. 14.11(a)). En cas de symétrie de la géométrie et des charges longitudinales (par rapport à l'axe longitudinal de la halle, ce qui est souvent le cas) les réactions d'appui longitudinales R_{DA} et R_{CB} sont égales, de même que les réactions d'appui transversales ($H_A = H_B$ et $H_D = H_C$). Le problème se réduit à un système hyperstatique de degré 1.

Le calcul des efforts dans les barres d'un contreventement non plan, mais de géométrie et chargement symétriques, s'effectue également par l'application du principe de la coupe, en admettant que le treillis non plan est développé dans un plan horizontal, les vraies longueurs des barres étant conservées. Si le système n'est pas symétrique, il faut déterminer les efforts dans les barres à l'aide du diagramme des efforts tranchants de la poutre à treillis courbe ou plissée, chargée dans le plan des pans de la toiture [14.1].

L'effet de l'excentricité des forces longitudinales par rapport au centre de cisaillement de la section en U est pris en considération comme dans le cas des treillis plans (§ 14.3.1).

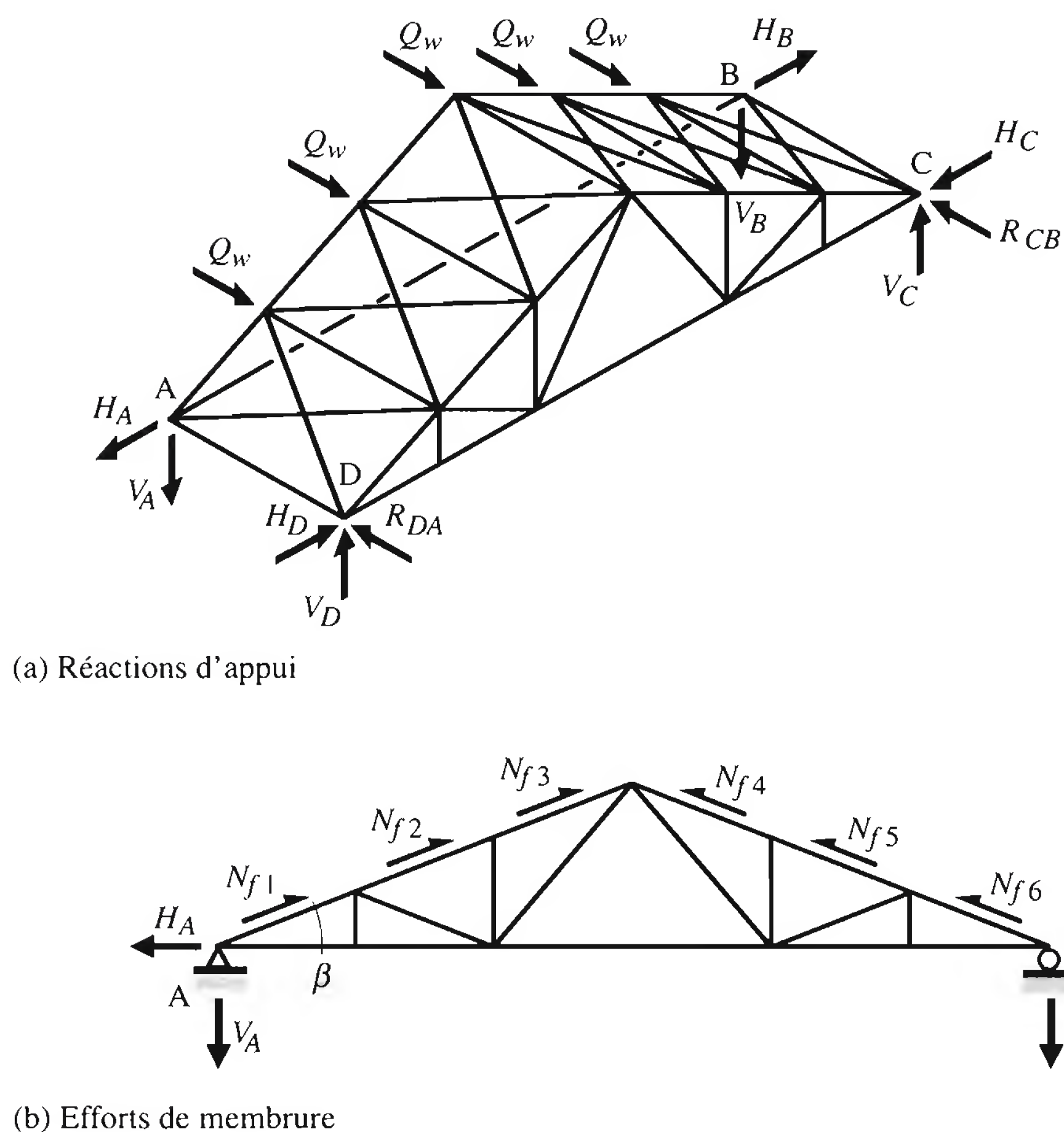


Fig. 14.11 Efforts en cas de treillis non plan.

L'introduction des efforts de membrure du contreventement dans la ferme doit également être étudiée en fonction du type de ferme. Si la ferme est *triangulaire* (fig. 14.11(b)) ou *polygonale* et si le contreventement est situé dans les pans de la toiture, les efforts de membrure du contreventement provoquent une *force de déviation* verticale à l'endroit des changements de pente dont il faut tenir compte dans le calcul de la ferme. Si la membrure du contreventement est comprimée, la force verticale de déviation sollicite la ferme vers le bas. En revanche, dans une membrure de contreventement tendue, la force de déviation soulage la ferme.

14.3.3 Excentricités des barres de contreventement

Nous avons vu au paragraphe 12.3.2, consacré au calcul des efforts dans les barres des poutres à treillis, que les efforts secondaires doivent être évités. Ces efforts secondaires peuvent être dus à l'excentricité des barres dans les nœuds, aux charges appliquées entre les nœuds et aux encastremements résultant de nœuds rigides. Dans les contreventements triangulés, la première catégorie d'efforts secondaires est prépondérante. En effet, pour des raisons de géométrie, les différentes barres constitutives d'un contreventement ne sont pas toujours coplanaires ou concourantes aux nœuds du treillis. Dans ces cas-là il faut, lors des vérifications, tenir compte des efforts secondaires dus aux excentricités.

Illustrons ceci à l'aide de l'exemple du contreventement vertical du bâtiment représenté à la figure 14.12(a). Les différentes barres constituant ce contreventement sont admises coplanaires; en revanche, leurs axes ne sont pas concourants aux nœuds.

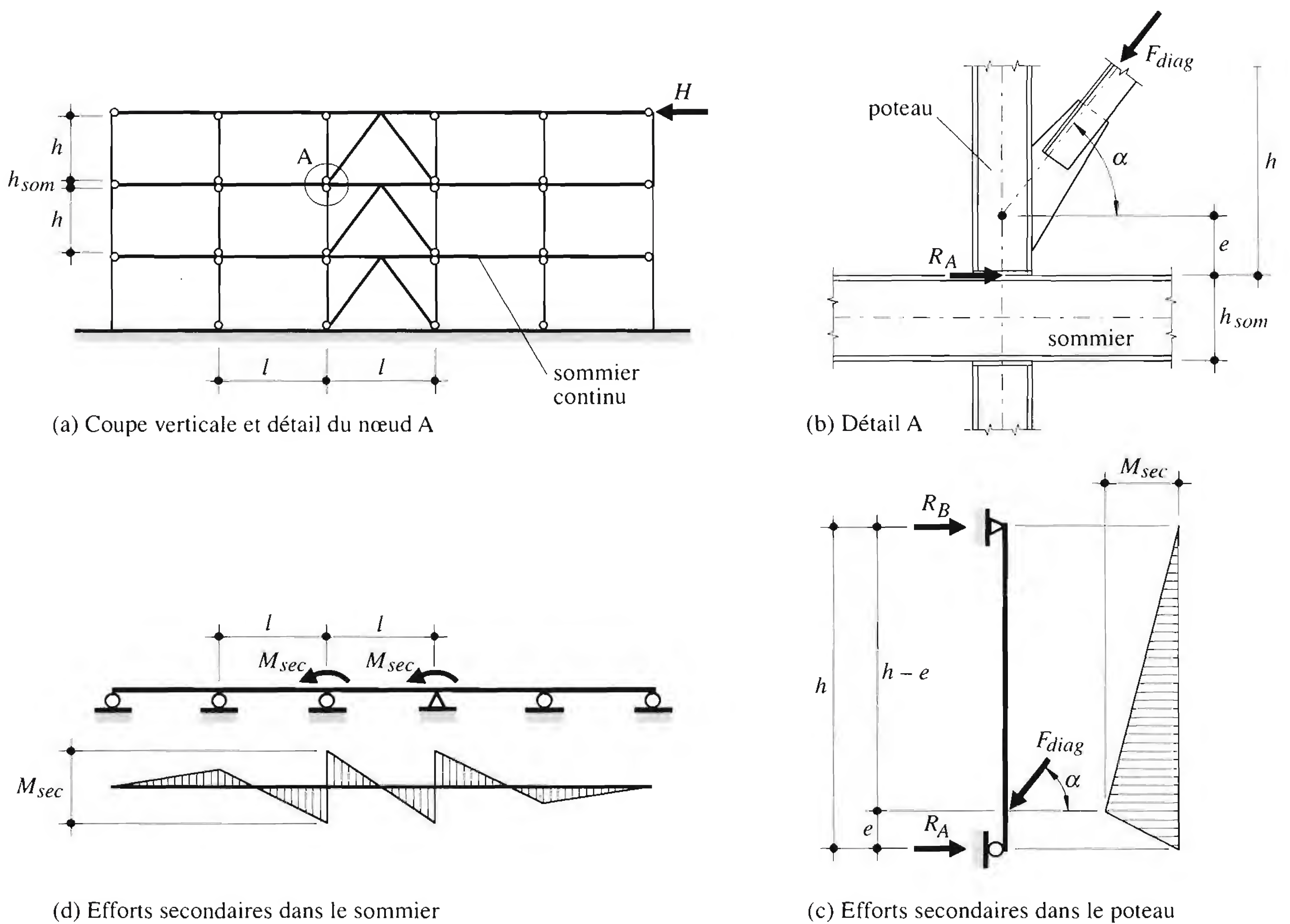


Fig. 14.12 Effet de l'excentricité des barres d'un contreventement vertical sur les efforts dans le sommier et les poteaux.

Etant donné l'excentricité géométrique e de l'axe de la diagonale (fig. 14.12(b)) par rapport au point d'articulation du poteau sur l'aile du sommier, les efforts secondaires dans les poteaux sont les suivants (fig. 14.12(c)):

$$\text{réaction horizontale:} \quad R_A = F_{diag} \cos \alpha \frac{h-e}{h} \quad (14.18)$$

$$\text{moment de flexion maximal:} \quad M_{sec} = R_A e \quad (14.19)$$

Dans un sommier, l'excentricité $h_{som}/2$ de la réaction horizontale R_A du poteau crée aussi un moment secondaire qui est distribué par moitié dans chacune des travées adjacentes (fig. 14.12(d)):

$$M_{sec} = R_A \frac{h_{som}}{2} \quad (14.20)$$

Les moments secondaires doivent être pris en compte dans la vérification des éléments par cumul des contraintes (calcul élastique) ou à l'aide de formules d'interaction (calcul élastique-plastique).

De telles excentricités dans les nœuds sont volontairement prévues dans les ossatures de bâtiments situés dans les zones de risque sismique. Ceci permet de concentrer en un endroit de grandes déformations plastiques, et d'«absorber l'énergie» par la création de ces «amortisseurs».

14.3.4 Effets dus à la dilatation thermique

Nous avons vu au paragraphe 3.3.3 que certaines dispositions des contreventements peuvent engendrer, en cas de dilatation thermique empêchée, des efforts supplémentaires dans la structure. Si nous reprenons le cas de la figure 3.23, on peut considérer les deux cas extrêmes suivants :

- *Dilatation libre* (fig. 14.13(a)). L'allongement de la halle vaut :

$$\Delta l_{th} = \varepsilon_{th} l = \alpha_T \Delta T l \quad (14.21)$$

- *Dilatation empêchée* (fig. 14.13(b)). En admettant que les contreventements d'extrémité sont infiniment rigides (dilatation complètement empêchée), la contrainte normale dans une filière due à une élévation de température de ΔT vaut :

$$\sigma_{th} = \varepsilon_{th} E = \alpha_T \Delta T E \quad (14.22)$$

L'effort normal correspondant dans la filière vaut alors :

$$N_{th} = \sigma_{th} A \quad (14.23)$$

- l : longueur de la halle soumise à la dilatation
 α_T : coefficient de dilatation thermique de l'acier ($\alpha_T \cong 10^{-5}/^\circ\text{C}$)
 E : module d'élasticité de l'acier ($E = 210\,000\text{ N/mm}^2$)
 A : aire de la section de la filière

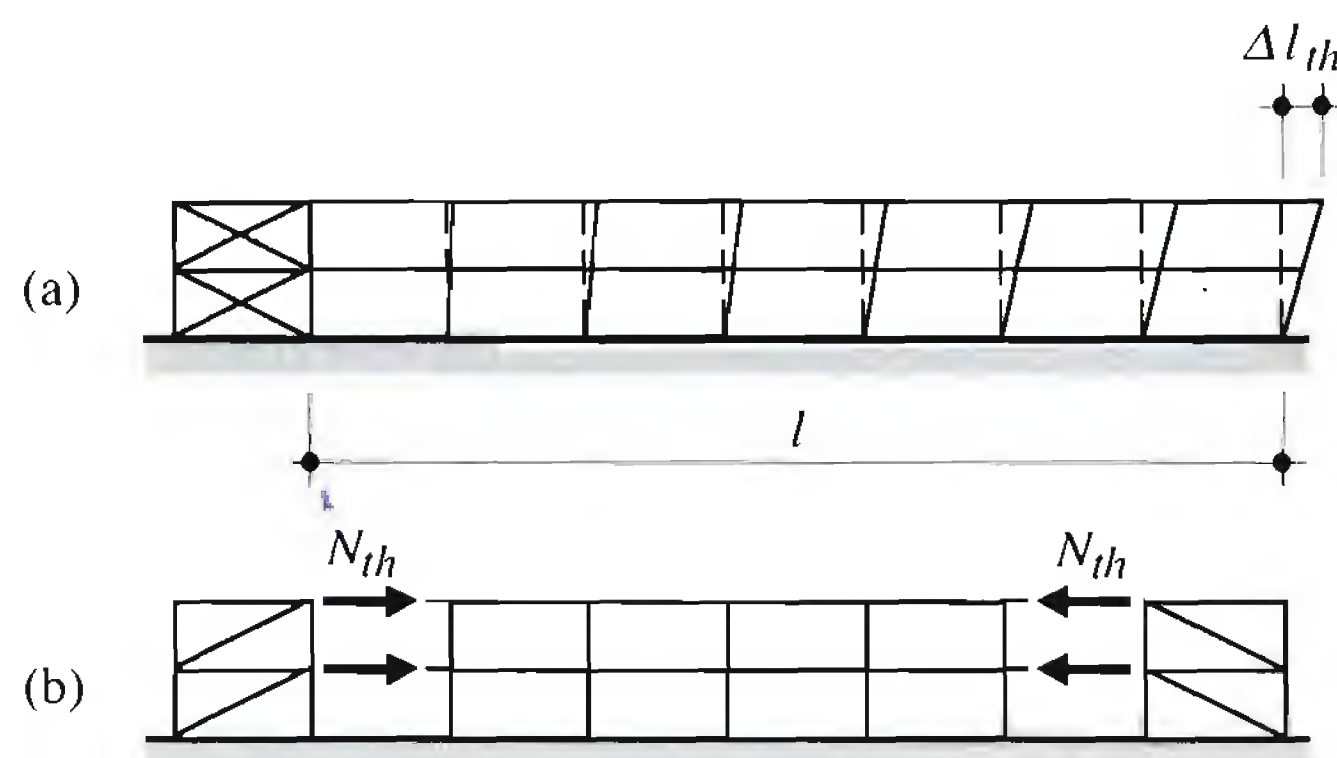


Fig. 14.13 Halle avec dilatation thermique libre (a) et empêchée (b).

- *Dilatation partiellement empêchée*. En réalité, l'effort normal dans la filière sera plus petit que la valeur donnée par (14.23) car les contreventements sont déformables. Il est possible de déterminer l'effort normal dans la filière en fonction de la rigidité des contreventements en le calculant

soit par la méthode des forces et les conditions de compatibilité des déformations, soit par la méthode des déplacements (par exemple par ordinateur).

Un raisonnement similaire peut être effectué pour les pannes et le contreventement de toiture. En fait, comme ce dernier s'appuie sur le contreventement de façade, il y aura une interaction entre les deux contreventements. Si nécessaire (cas de halle ou bâtiment comportant une ossature métallique extérieure par exemple), une étude plus précise des efforts dus à une variation de température, à effectuer de préférence par ordinateur, ferait intervenir la dilatation des filières et des pannes, ainsi que les réactions des contreventements de façade et de toiture.

14.3.5 Inertie équivalente

L'inertie équivalente d'un contreventement triangulé I_{eq} peut être exprimée à l'aide d'une poutre équivalente, de même système statique, possédant la même flèche sous l'effet des mêmes forces. La flèche de la poutre à treillis due à l'effort tranchant (déformation axiale des montants et diagonales) doit également être prise en compte alors qu'elle est en général négligée pour une poutre à âme pleine (laminée ou composée soudée). La figure 14.14 illustre un exemple de calcul de l'inertie équivalente I_{eq} du contreventement par la méthode de l'énergie (calcul à effectuer de préférence par ordinateur). Les étapes sont les suivantes :

- Calculer les efforts $N_{Q_w,i}$ dans les barres, de longueur l_i , du treillis en poutre simple soumis à des forces concentrées Q_w appliquées au droit de chaque cadre, les diagonales comprimées étant négligées (fig. 14.14(a)).
- Calculer les efforts N_{1i} dans les barres du treillis en poutre simple soumis à une force unitaire 1 au milieu de la portée (à l'endroit où l'on veut connaître le déplacement), les diagonales comprimées étant aussi négligées (fig. 14.14(b)).
- Calculer la flèche w_{cv} à mi-travée du treillis de contreventement à l'aide de l'expression suivante :

$$1 \cdot w_{cv} = \int N_{1i} \varepsilon ds = \int N_{1i} \frac{N_{Q_w,i}}{E A_i} ds = \sum_{i=1}^n \frac{N_{1i} N_{Q_w,i}}{E A_i} l_i \quad (14.24)$$

- Calculer la flèche w_{eq} de la poutre équivalente (fig. 14.14(c)). Les forces concentrées Q_w peuvent être remplacées par une charge uniformément répartie dès que l'on a plus de trois forces concentrées intermédiaires :

$$w_{eq} = \frac{5}{384} \frac{(Q_w / a) l_{cv}^4}{E I_{eq}} \quad (14.25)$$

- En égalant w_{cv} et w_{eq} , on trouve la valeur de l'inertie équivalente I_{eq} compte tenu de l'influence de l'effort tranchant, puisque les diagonales tendues sont prises en considération dans le calcul de la flèche du contreventement triangulé :

$$I_{eq} = \frac{5 (Q_w / a) l_{cv}^4}{384 E} \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{N_{1i} N_{Q_w,i}}{E A_i} l_i} \quad (14.26)$$

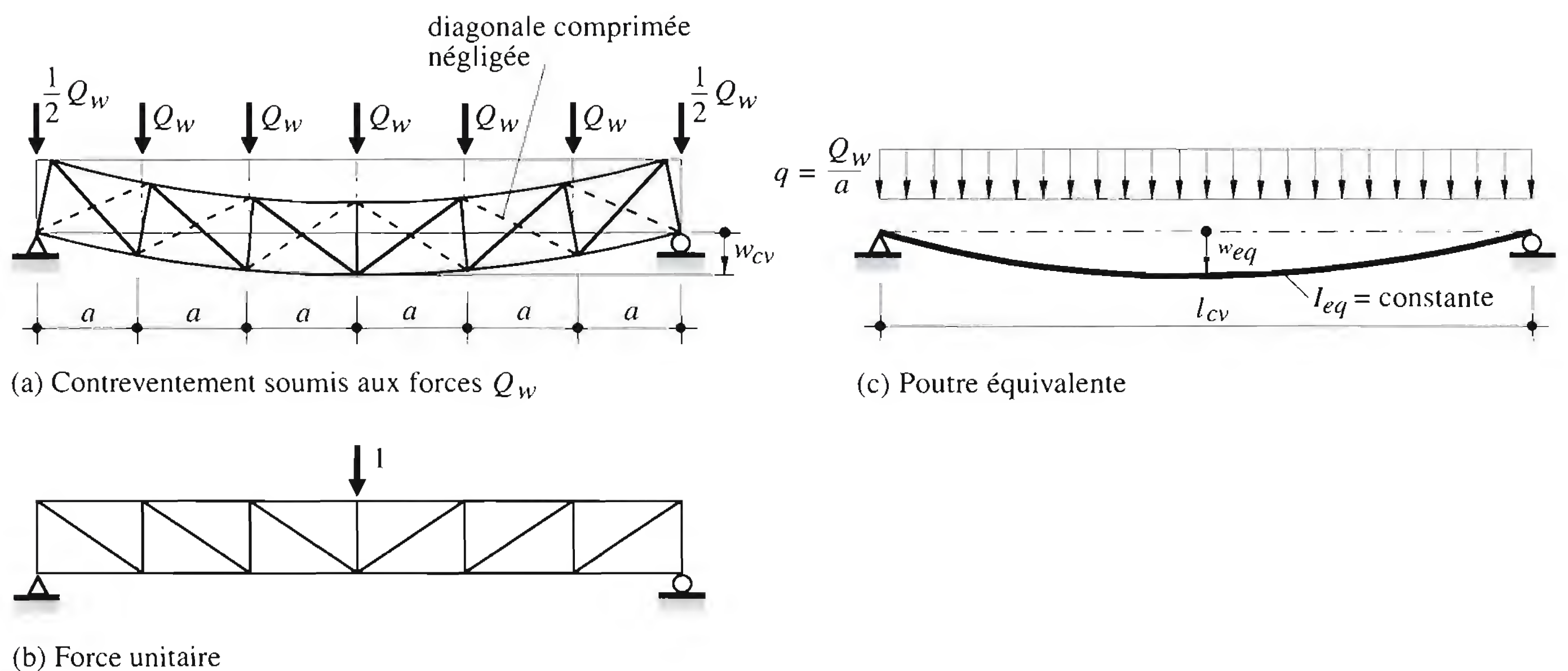


Fig. 14.14 Illustration du calcul de l'inertie équivalente d'un contreventement.

14.4 Contreventements en tôle profilée

14.4.1 Effet diaphragme

Historiquement, l'*effet diaphragme* a été pris en compte pour la première fois dans les halles avec *toiture à deux pans* du type présenté à la figure 3.28, dont la couverture était constituée de tôles profilées. Une telle toiture, soumise à des charges verticales, se comporte comme une structure plissée. En effet, la tôle profilée ayant une grande rigidité en cisaillement dans son propre plan, elle résiste à l'effort tranchant avec les pannes qui la supportent, à la manière de l'âme d'une poutre de grande hauteur. La panne faîtière et la panne sablière agissent comme les membrures de cette poutre. Etant donné les diverses liaisons existant de toute façon entre les éléments (tôles et pannes, pannes et traverses de cadres), l'effet diaphragme a toujours lieu, que l'ingénieur en tienne compte ou non!

Dans les halles à *toiture plate*, seules les forces horizontales agissant dans le plan de la tôle profilée peuvent être reprises par l'effet diaphragme. Cet effet est si efficace qu'il est souvent possible de se passer à la fois de cadres-portiques et d'un contreventement de toiture traditionnel (triangulé) grâce à la tôle profilée. On peut ainsi classer les structures stabilisées par la tôle profilée en deux groupes (fig. 14.15):

- structures stabilisées par l'effet diaphragme seul (cadres articulés),
- structures stabilisées conjointement par l'effet diaphragme et par l'effet cadre (cadres rigides).

Le premier groupe concerne essentiellement les petites halles à toit plat (fig. 14.15(a)) dans lesquelles les assemblages entre traverse et montant sont considérés comme articulés et la stabilité de la structure est entièrement assurée par le diaphragme de toiture et des contreventements verticaux. Remarquons que ces derniers peuvent également être constitués de diaphragmes.

Le deuxième groupe concerne les structures dans lesquelles la charge est répartie entre l'enveloppe et l'ossature (fig. 14.15(b)), ce qui permet une réduction de matière dans cette dernière. Il s'agit en particulier des grandes halles à portiques horizontaux ou retroussés, dans lesquelles les déformations dues aux actions horizontales (vent, ponts roulants) doivent être limitées.

Comme le montre la figure 14.15, le contreventement de toiture peut être considéré comme une grande poutre horizontale située dans le plan de la toiture dont les membrures sont constituées par les

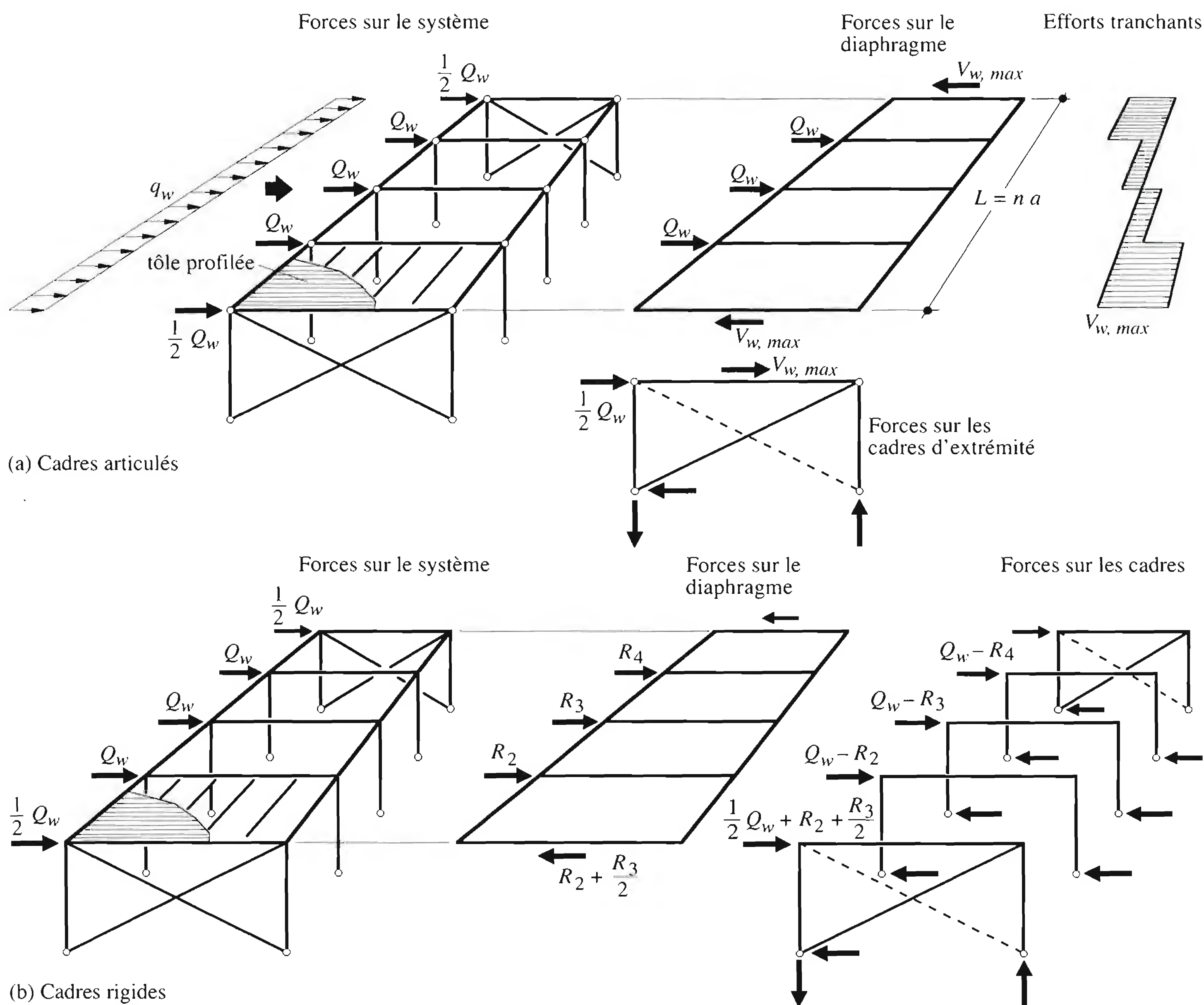


Fig. 14.15 Effet diaphragme dans une structure à toit plat soumise à l'effet du vent.

pannes de rive et l'âme par la tôle profilée. Les « appuis » de cette poutre (simple) sont constitués par les contreventements verticaux situés dans les pignons. La « portée » L est la distance entre ses appuis et sa « hauteur » b la distance entre les deux pannes de rive.

L'effet diaphragme [14.2] est activé principalement par les actions qui sont transmises à la structure par la tôle profilée elle-même (action du vent et action de la neige). D'autres charges variables de courte durée peuvent également être reprises par le diaphragme (par exemple les forces horizontales d'accélération et de freinage des ponts roulants légers) à condition que l'effort tranchant qu'elles provoquent ne dépasse pas 30% de l'ensemble de la résistance au cisaillement du diaphragme. On évitera par conséquent d'utiliser l'effet diaphragme pour stabiliser des structures soumises à de fortes charges permanentes, à des efforts dus à un pont roulant lourd ou aux actions sismiques par exemple.

Les conditions nécessaires pour qu'une tôle profilée joue le rôle de contreventement (pour que l'effet diaphragme ait lieu) peuvent être résumées ainsi:

- Les éléments porteurs du diaphragme (pannes, solives, traverses, filières, etc.) et leurs assemblages doivent être à même de transmettre les forces de cisaillement aux éléments porteurs principaux et aux fondations.
- Les coutures des plaques nervurées doivent être assurées par points de soudure, rivets, vis ou autres moyens d'assemblage similaires ne présentant aucun jeu en service et, à l'état limite ultime, aucune rupture par arrachement ou cisaillement avant la rupture par déchirement de la tôle.
- Chaque extrémité de plaque nervurée doit être fixée directement sur son support au moyen de points de soudure, de vis, de clous, de boulons ou autres moyens d'assemblage ne présentant aucun jeu en service et, à l'état limite ultime, aucune rupture par arrachement ou cisaillement avant la rupture par déchirement de la tôle. Les assemblages par frottement ne sont pas admis.
- Tous les diaphragmes doivent être munis de poutres de bord parallèles à la portée du diaphragme. Ces éléments et leurs assemblages doivent être capables de résister aux efforts de membrures dues à la flexion du diaphragme.

14.4.2 Panneau

L'élément structural unitaire d'un diaphragme est le *panneau*. Il est défini comme étant la surface délimitée par deux traverses de cadres et deux pannes (ou solives ou filières) de rive. La figure 14.16 représente un panneau de toiture dans lequel les nervures de la tôle profilée sont perpendiculaires aux pannes. Il pourrait aussi s'agir d'une tôle de couverture, de plancher ou de bardage. Le panneau est composé d'un grand nombre d'éléments qui contribuent tous à son comportement. Ces *composants* sont les suivants :

- La tôle profilée en acier ou en aluminium, constituée de plusieurs plaques nervurées.

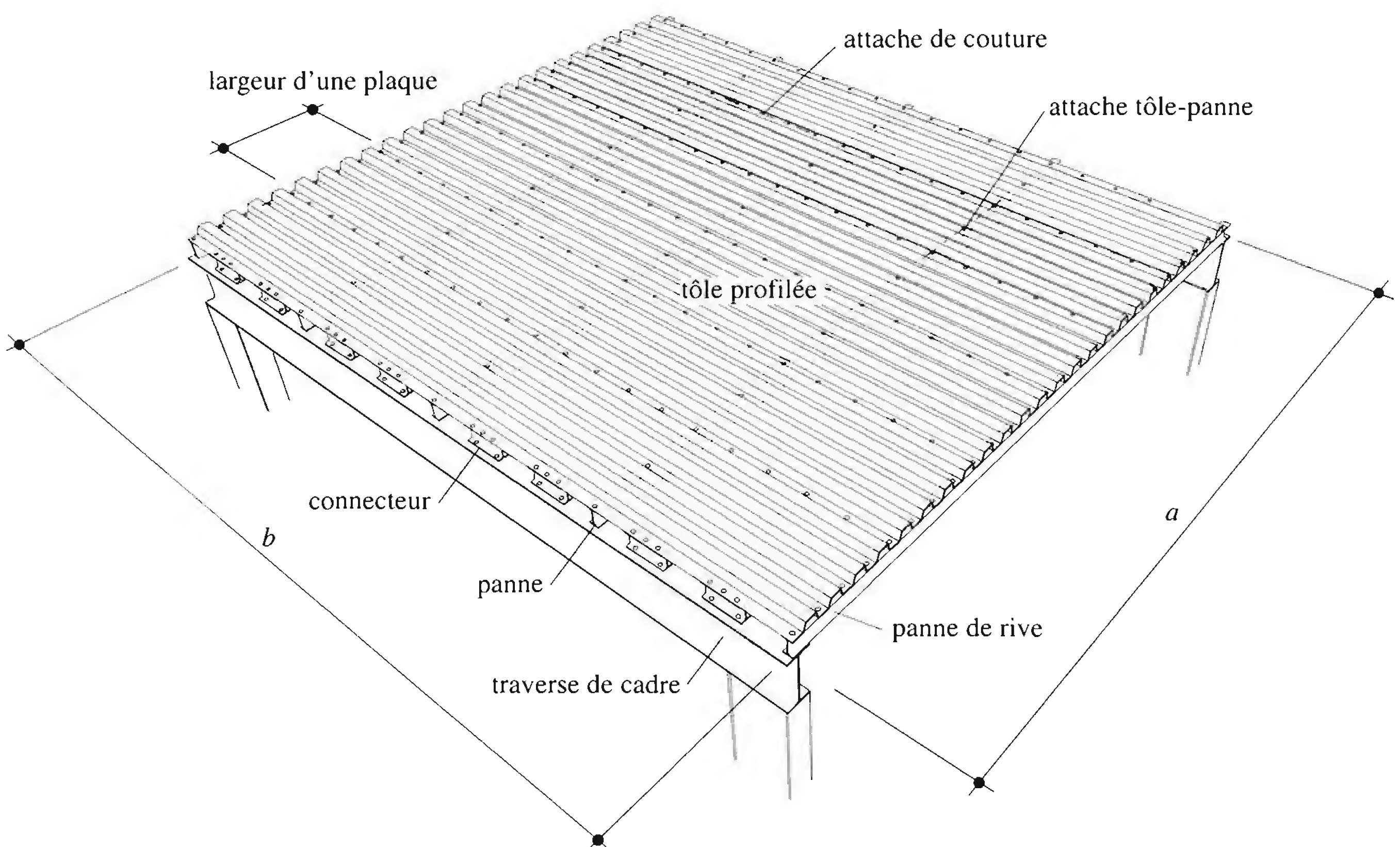


Fig. 14.16 Composants d'un panneau.

- Les éléments porteurs perpendiculaires aux nervures de la tôle (pannes dans le cas de la figure 14.16).
- Les éléments porteurs parallèles aux nervures de la tôle (traverses de cadre).
- Les attaches de couture (liaison longitudinale des plaques nervurées).
- Les attaches de la tôle aux éléments porteurs perpendiculaires.
- Les attaches de la tôle aux éléments porteurs parallèles. Cette fixation n'est pas absolument nécessaire, mais elle augmente l'effet diaphragme. Si les éléments porteurs sont situés au même niveau, elle est facilement réalisable, sinon il faut disposer des éléments de liaison appelés *connecteurs*.
- Les connecteurs permettant de fixer la tôle profilée sur les traverses dans le cas de la figure 14.16.
- L'assemblage entre les éléments porteurs perpendiculaires et les éléments porteurs parallèles (entre pannes et traverses dans le cas de la figure 14.16). Ces assemblages sont très sollicités en l'absence de connecteurs.

Selon la conception structurale de la toiture (présence ou non de pannes), la tôle profilée peut être disposée soit transversalement (fig. 14.17(a)), soit longitudinalement (fig. 14.17(b)) par rapport à la

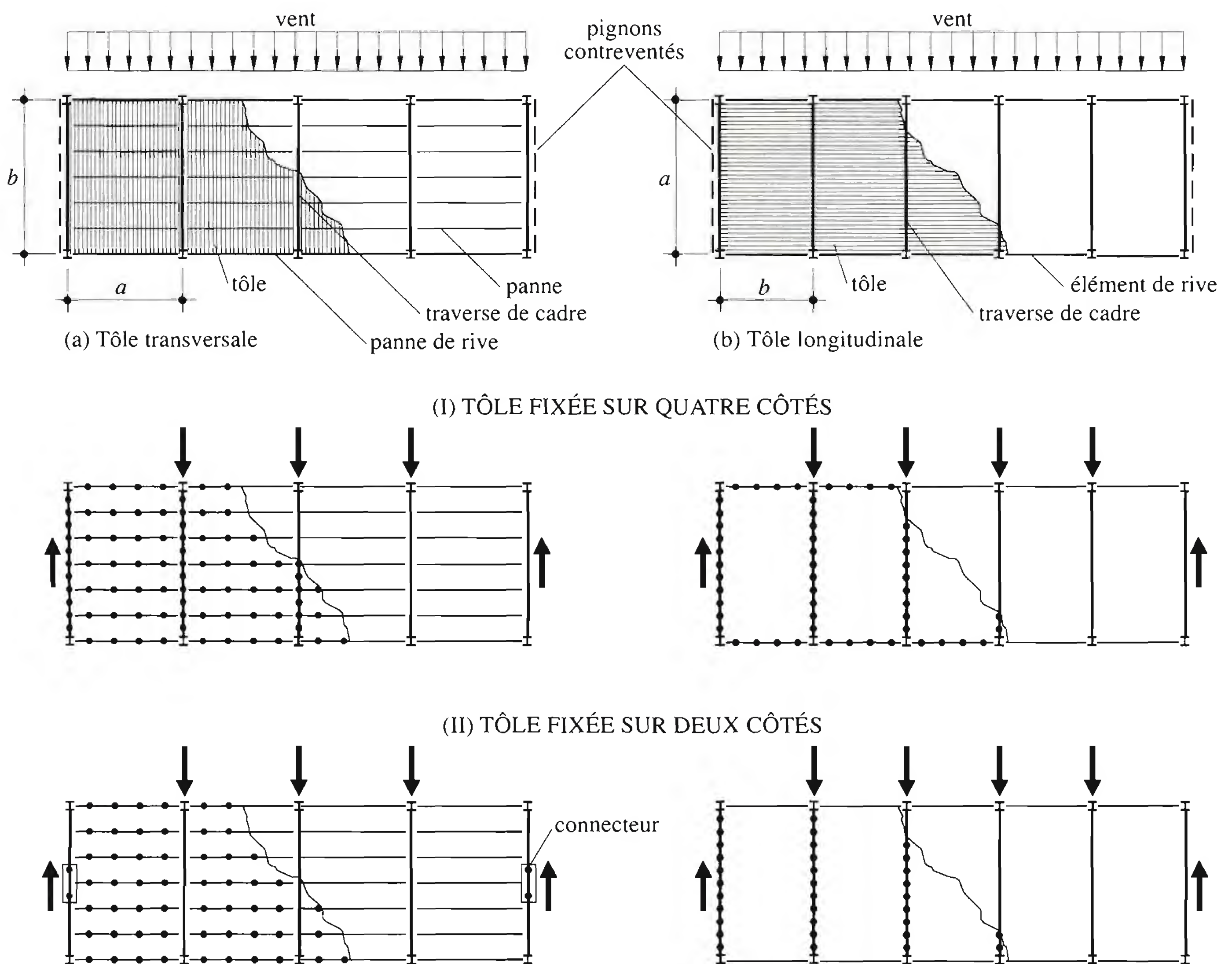


Fig. 14.17 Sens porteur de la tôle et modes de fixation.

longueur du diaphragme. De plus, deux modes de fixation de la tôle sur la structure porteuse sont possibles :

- *fixation sur quatre côtés*, c'est-à-dire sur les éléments porteurs perpendiculaires aux nervures et sur les éléments parallèles, ce qui assure une transmission directe du cisaillement (fig. 14.17(I));
- *fixation sur deux côtés*, c'est-à-dire uniquement sur les éléments porteurs perpendiculaires aux nervures, ce qui correspond à une transmission indirecte du cisaillement (fig. 14.17(II)).

Il y a ainsi quatre configurations possibles de la tôle et de ses modes de fixation (aI) (aII) (bI) (bII) exigeant des vérifications légèrement différentes les unes des autres.

Résistance au cisaillement d'un panneau

Lorsqu'on soumet un panneau à une force de cisaillement Q , on obtient une courbe force-déplacement représentée schématiquement à la figure 14.18. Chaque composant du panneau peut être la cause de la ruine. Ceci implique que seules les tôles ductiles et les attaches structurales doivent être prises en considération dans la réalisation des diaphragmes. Les *tôles profilées* en acier ou en aluminium sont décrites à la section 7.2. Les assemblages des tôles profilées (traités à la section 7.4) sont réalisés par des vis autotaraudeuses ou autoperceuses ou par des clous à percussion. Les recouvrements transversaux entre les plaques (les coutures) doivent être liés par des rivets en acier ou en monel (alliage de nickel et de cuivre) ou par des vis autoperceuses en acier.

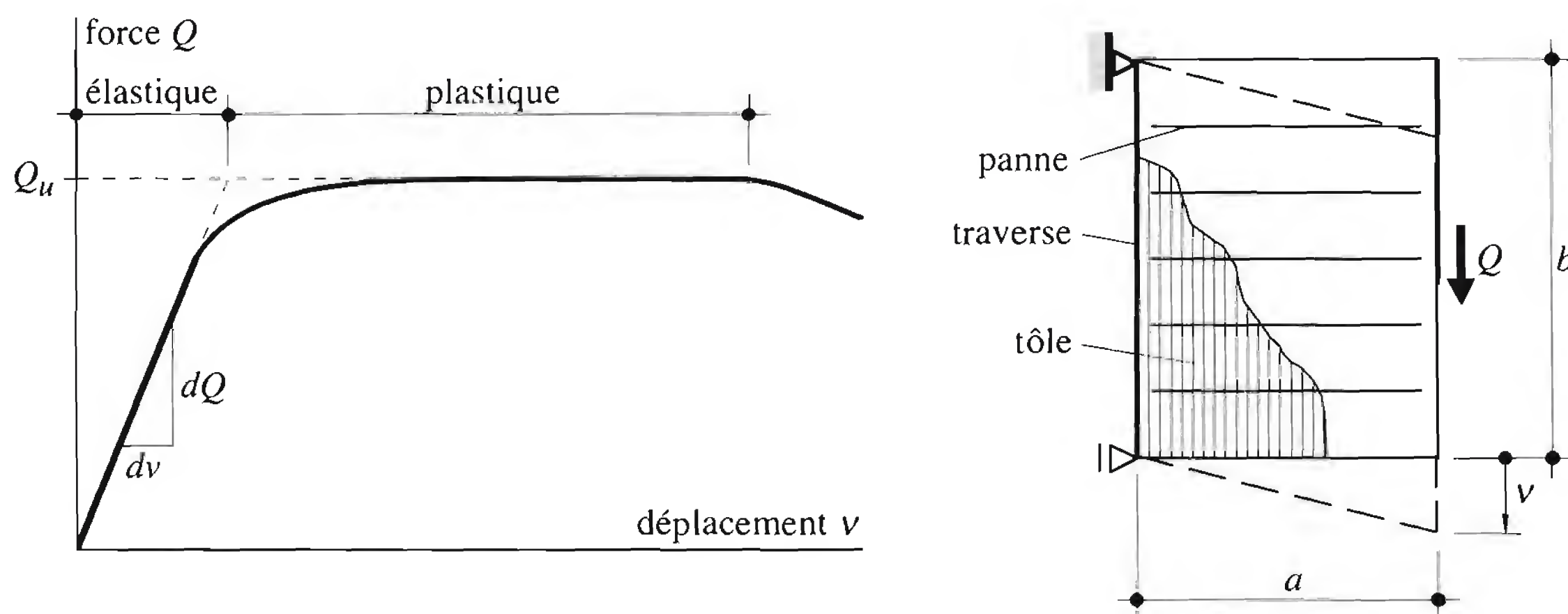


Fig. 14.18 Comportement d'un panneau soumis à une force de cisaillement Q dans son plan.

La résistance ultime au cisaillement V_{Rp} d'un panneau est la plus petite des résistances ultimes V_{Ri} correspondant au mode de rupture des différents composants du panneau :

$$V_{Rp} = \min [V_{Ri}] \quad (14.27)$$

Le tableau 14.19 présente un résumé de ces résistances ultimes de composant pour le cas de la tôle disposée transversalement au diaphragme sur les pannes seulement (fixation sur deux côtés avec connec-

Tableau 14.19 Résistance ultime des composants d'un panneau.

Composant	Résistance ultime	Schéma
Fixation de cou- ture (•) y compris sur panne (×)	$V_{R1} = n_s V_{Rs} + \frac{\beta_1}{\beta_3} n_p V_{Rtp}$ n_s : nombre d'attaches sur la largeur b V_{Rs} : résistance au cisaillement d'une attache de couture $\beta_1 \beta_3$: annexe A 14.2 n_p : nombre de pannes sur la largeur b V_{Rtp} : résistance d'une attache tôle-panne	
Fixation tôle- connecteur (×) sur la traverse du cadre d'extrémité	$V_{R2} = n_{sc} V_{Rsc}$ n_{sc} : nombre d'attaches sur la largeur b V_{Rsc} : résistance au cisaillement d'une attache tôle-connecteur	
Fixation tôle- panne (×) sur la longueur b de la traverse d'un cadre intermédiaire	$V_{R3} = \beta_2 n_p V_{Rtp}$ β_2 : annexe A 14.2 V_{Rtp} : résistance d'une attache tôle-panne	
Assemblage panne-traverse sur la longueur b de la traverse d'un cadre intermédiaire	$V_{R4} = n_p V_{Rpr}$ V_{Rpr} : résistance d'une attache panne-traverse	
Voilement glo- bal du panneau d'extrémité	$V_{R5} = \frac{14.4}{b} D_x^{\frac{1}{4}} D_y^{\frac{3}{4}} (n_p - 1)^2$ $D_x = \frac{E t_n^3 d}{12 (1 - \nu^2) u} ; D_y = \frac{E I_y}{d}$ I_y : moment d'inertie d'une nervure u : longueur développée d'une nervure ν : coefficient de Poisson ($\nu = 0.3$) d : entraxe des nervures	

teurs sur la traverse du cadre d'extrémité). Cette configuration (fig. 14.17(aII)) est en effet celle que l'on rencontre le plus couramment dans la pratique. Pour les autres configurations, il faut consulter les Recommandations européennes de la CECM N° 88 [14.2] relatives à l'effet diaphragme.

Flexibilité en cisaillement d'un panneau

La flexibilité en cisaillement c d'un panneau est l'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe force-déplacement de la figure 14.18. Dans la configuration (aII) de la figure 14.17, il s'agit également du déplacement d'un côté du panneau par rapport à l'autre sous une force unitaire:

$$c = \left(\frac{dQ}{dv} \right)^{-1} = \frac{v}{Q} \quad (14.28)$$

Le déplacement v est mesuré (ou calculé) *dans la direction des nervures* de la tôle. Chaque composant du panneau contribue à une part de la flexibilité en cisaillement, la flexibilité totale c étant égale à la somme des flexibilités partielles:

$$c = c_{1.1} + c_{1.2} + c_{2.1} + c_{2.2} + c_{2.3} + c_3 \quad (14.29)$$

Le tableau 14.20 présente un résumé des différentes flexibilités de composant, à nouveau pour le cas de la tôle disposée perpendiculairement au diaphragme et fixée sur deux côtés (configuration (aII), fig. 14.17). Pour les autres configurations, il faut consulter les mêmes Recommandations européennes CECM N° 88.

Dans les cas de la configuration avec nervures longitudinales (fig. 14.17(b)), l'effort Q leur est perpendiculaire (fig. 14.21). Si seules les caractéristiques de flexibilité pour effort Q parallèle aux nervures sont connues, il est possible de trouver les équivalences suivantes données par l'égalité des glissements γ :

- équivalence des efforts: $Q_{\perp} = Q \frac{a}{b} \quad (14.30)$

- équivalence des déplacements: $v_{\perp} = v \frac{b}{a} \quad (14.31)$

- équivalence des flexibilités: $c_{\perp} = c \frac{b^2}{a^2} \quad (14.32)$

a : dimension du panneau perpendiculaire aux nervures de la tôle

b : dimension du panneau parallèle aux nervures de la tôle

La déformation axiale des éléments supports c_3 n'étant pas influencée par la direction de la tôle, la flexibilité vaut alors:

$$c_{\perp} = (c_{1.1} + c_{1.2} + c_{2.1} + c_{2.2} + c_{2.3}) \frac{b^2}{a^2} + c_3 \quad (14.33)$$

Tableau 14.20 Flexibilités des composants d'un panneau.

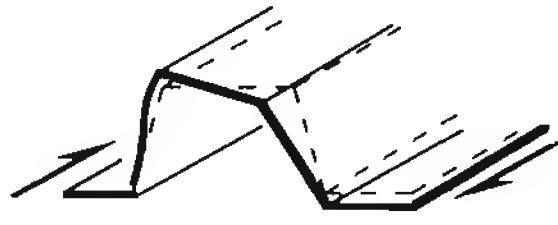
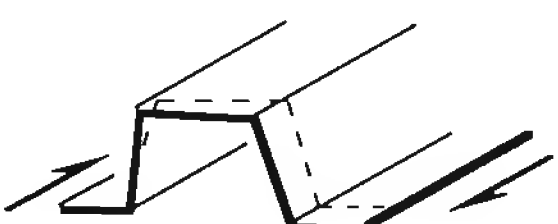
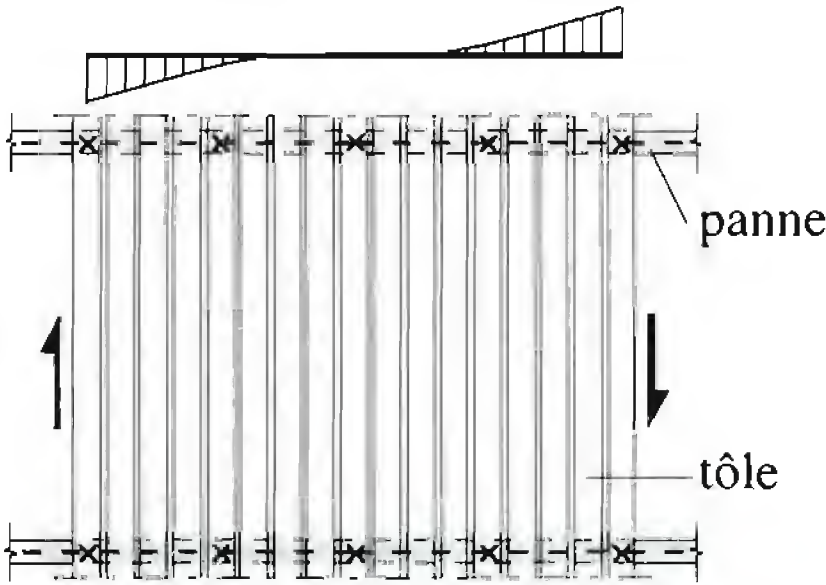
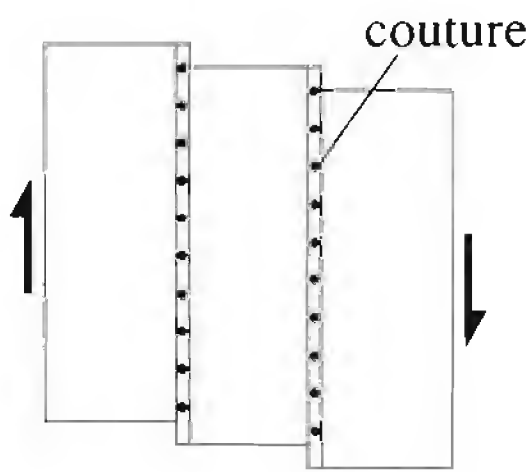
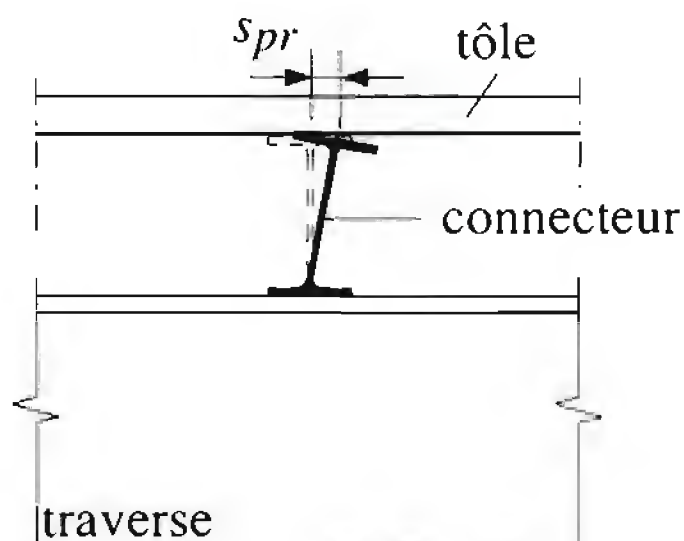
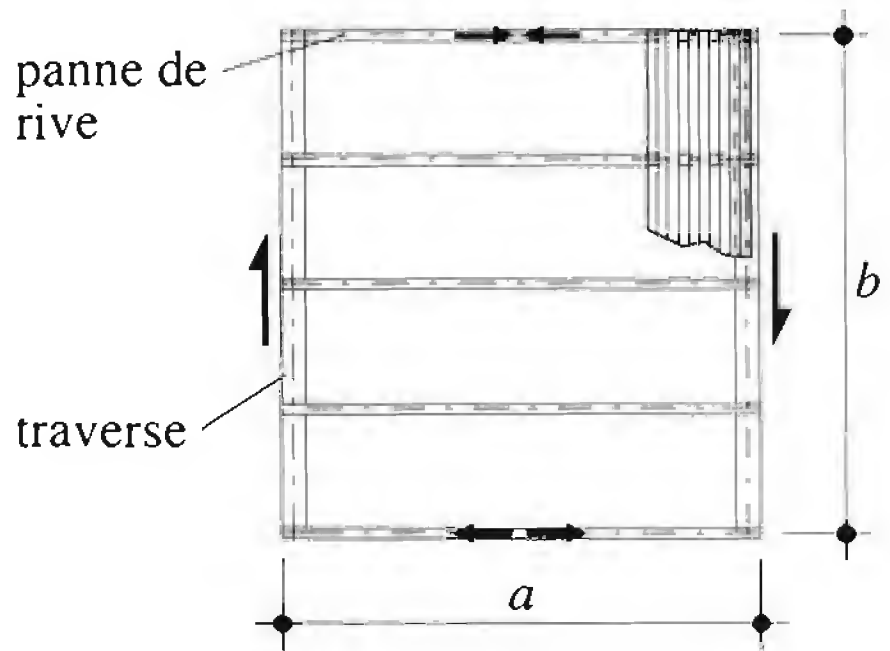
Source de la flexibilité		Flexibilité c	Schéma
Déformation de la tôle	Distorsion du profil	$c_{1.1} = \frac{a d^{2.5} \alpha_1 K}{E t_n^{2.5} b^2}$ <p>d : entraxe des nervures de la tôle α_1 : annexe A 14.1 K : annexe A 14.3 t_n : épaisseur nette de la tôle</p>	
	Glissement γ	$c_{1.2} = \frac{2a \alpha_2 \left(1 + \nu\right) \left(1 + 2 \frac{h_p}{d}\right)}{E t_n b}$ <p>α_2 : annexe A 14.1 ν : coefficient de Poisson ($\nu = 0.3$) h_p : hauteur de la tôle</p>	
Déformation des assemblages	Fixation tôle-panne	$c_{2.1} = \frac{2a s_{tp} p \alpha_3}{b^2}$ <p>s_{tp} : glissement unitaire attache tôle-panne α_3 : annexe A 14.1</p>	
	Fixation de couture (tôle-tôle)	$c_{2.2} = \frac{2 s_s s_{tp} (n_{sh} - 1)}{2 n_s s_{tp} + \beta_1 n_p s_s}$ <p>s_s : glissement unitaire attache de couture n_{sh} : nombre de plaques de tôle sur la distance a n_s : nombre d'attaches sur la largeur b β_1 : annexe A 14.2 n_p : nombre de panne sur la largeur b</p>	
	Liaison connecteur-traverse	$c_{2.3} = \frac{4(n - 1)}{n^2 n_p} \left(s_{pr} + \frac{s_{tp}}{\beta_2} \right)$ <p>n : nombre de panneaux sur la longueur totale L (fig. 14.15(a)) s_{pr} : déplacement unitaire tôle-connecteur-traverse β_2 : annexe A 14.2</p>	

Tableau 14.20 Flexibilités des composants d'un panneau (suite).

Source de la flexibilité		Flexibilité c	Schéma
Déf. des pannes	Déformation due à l'effort normal (de membrure)	$c_3 = \frac{n^2 a^3 \alpha_3}{4.8 E A b^2}$ <p>α_3 : annexe A 14.1 A : aire de la section de la panne de rive</p>	

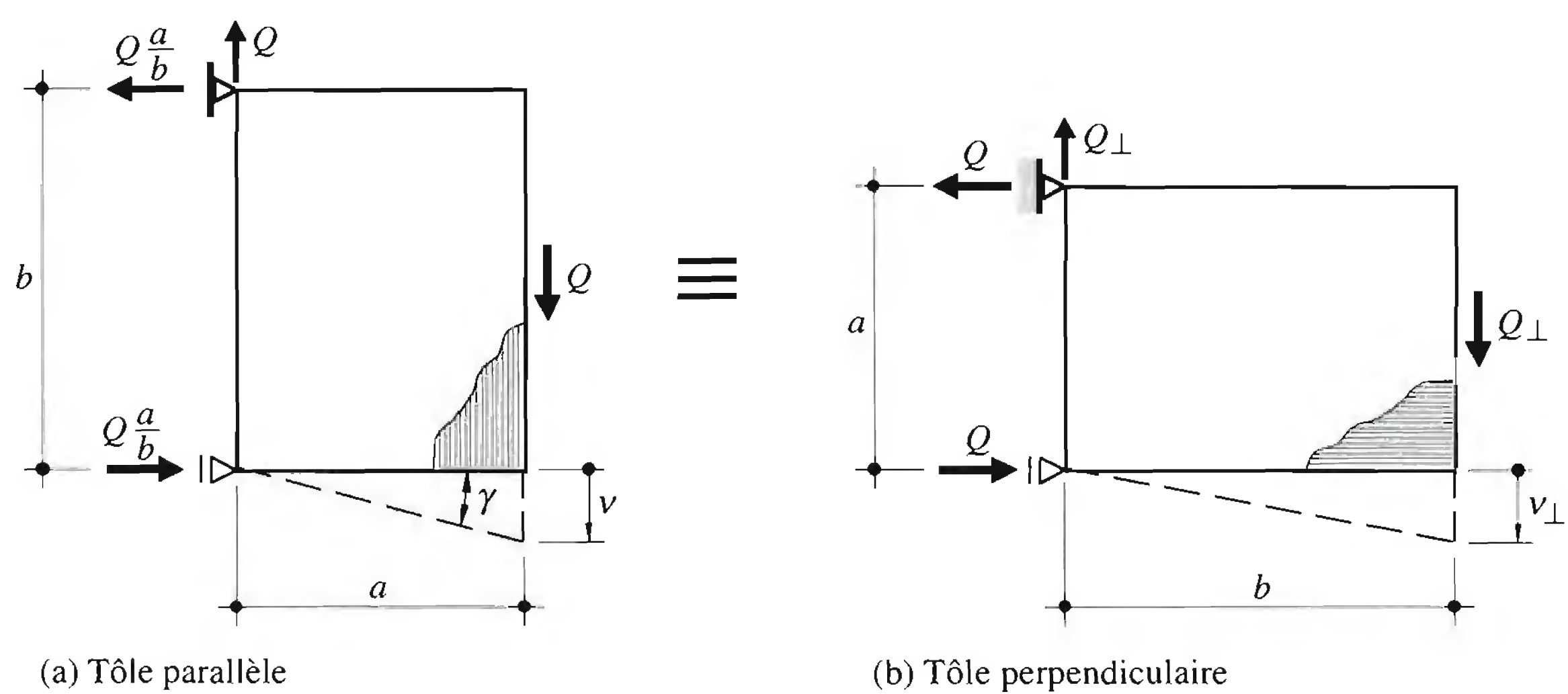


Fig. 14.21 Equivalences en cas de nervures perpendiculaires.

14.4.3 Diaphragme sans interaction avec les cadres

Nous allons en premier lieu traiter le cas simple de la figure 14.15(a). Il s'agit d'une structure formée de cadres à quatre articulations, donc instables en eux-mêmes, mais stabilisée par des contreventements verticaux dans les deux directions et par un contreventement de toiture (diaphragme) en tôle profilée. Ce dernier est fixé uniquement sur les pannes et non sur les cadres, sauf sur les cadres-pignons. On se trouve donc dans le cas de configuration «tôle transversale fixée sur deux côtés» selon la figure 14.17 (aII), dans lequel la distance a représente l'écartement des cadres et la distance b la largeur du diaphragme.

Sécurité structurale

Etant donné que les cadres sont instables, la moitié de la pression horizontale due à l'effet du vent sur la façade longitudinale est transmise au diaphragme, l'autre moitié étant introduite directement dans les fondations au niveau des pieds de poteau. Au niveau du plan du diaphragme, ces forces sont les suivantes (fig. 14.22):

$$Q_w = q_w \frac{L}{n} \quad (14.34)$$

- q_w : charge du vent uniformément répartie agissant au niveau du plan du diaphragme
 L : longueur totale du diaphragme (portée)
 n : nombre de panneaux sur la longueur L du diaphragme

On admet que la force $Q_w / 2$ agissant à l'extrémité de la structure est introduite directement dans le pignon. Les autres forces Q_w agissant au droit de chaque cadre intermédiaire créent dans le diaphragme l'effort tranchant maximal suivant (fig. 14.22):

$$V_{w, \max} = \frac{1}{2} (n - 1) Q_w \quad (14.35)$$

Lors de la vérification de la sécurité structurale, on utilise (14.35) pour calculer l'effort tranchant de dimensionnement V_d dû à l'action prépondérante du vent, que l'on compare à la résistance ultime du panneau d'extrémité:

$$V_d = \gamma_Q \left(\frac{1}{2} (n - 1) Q_{w, r} \right) \leq \frac{V_{Rp}}{\gamma_R} \quad (14.36)$$

- V_{Rp} : résistance ultime du panneau d'extrémité ((14.27) et tab. 14.19) = $\min [V_{R1}; V_{R2}; V_{R5}]$
 $Q_{w, r}$: action prépondérante (force due au vent)
 γ_Q : facteur de charge pour l'action variable prépondérante (vent): $\gamma_Q = 1.5$
 γ_R : facteur de résistance relatif à la construction métallique: $\gamma_R = 1.1$

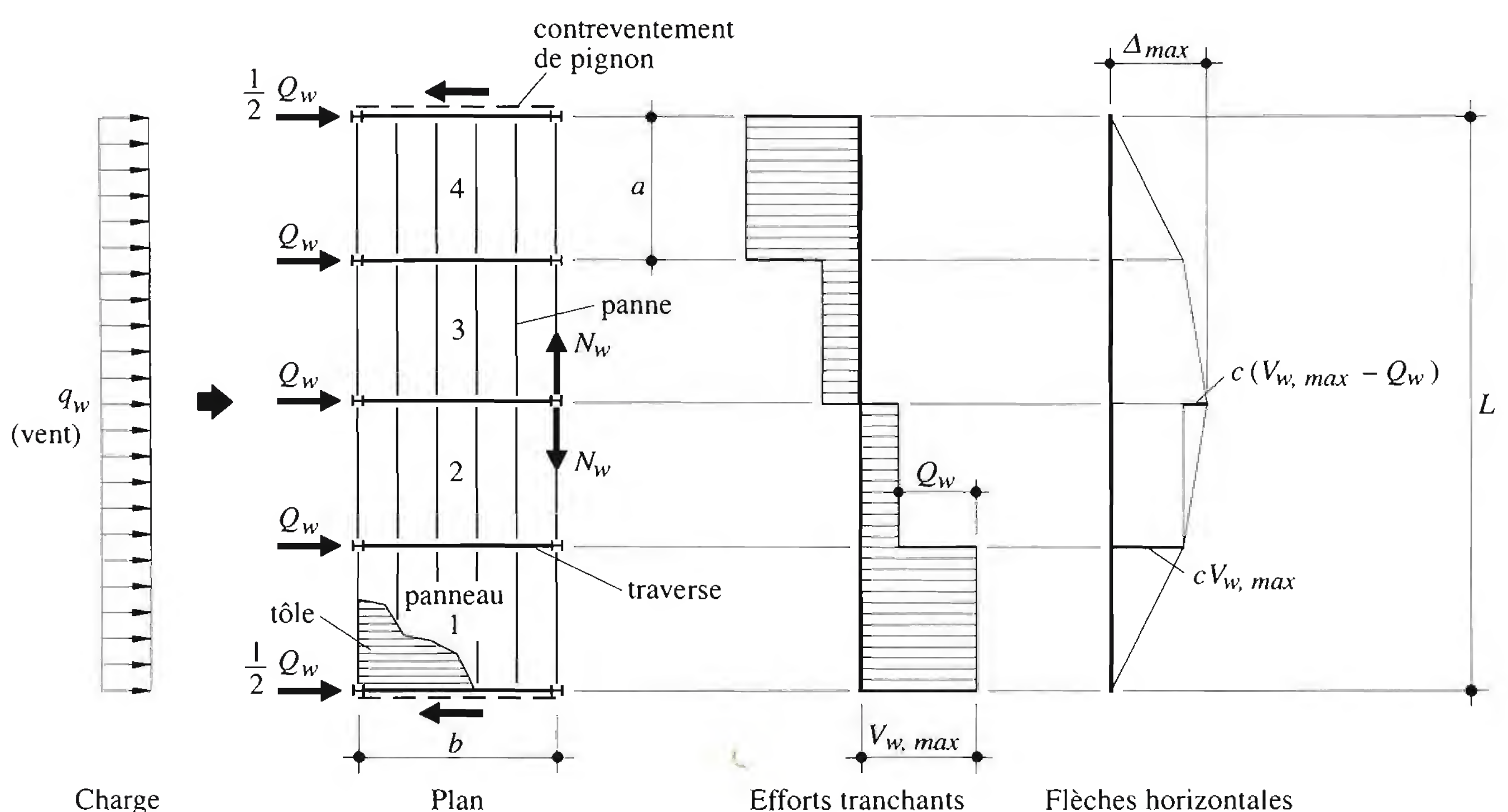


Fig. 14.22 Charges, efforts tranchants et flèche horizontale d'un diaphragme de toiture (exemple).

Introduction des forces

Les assemblages entre le diaphragme et les cadres doivent être capables d'introduire les efforts $V_{w,max}$ dans la tôle profilée. Sur les pignons, cette condition est remplie si la vérification selon (14.36) est satisfaite. Sur un cadre intermédiaire, il n'est pas nécessaire que tout l'effort tranchant soit transmis entre la tôle et le cadre, il suffit que la force Q_w soit introduite à cet endroit. Dans le cas de configuration (aII) (fig. 14.17), la liaison entre la tôle et les traverses de cadre intermédiaire se fait au travers des pannes. Les vérifications de l'introduction des forces concentrées sont les suivantes (voir aussi tab. 14.19):

- Fixation tôle-panne $\gamma_Q Q_{w,r} \leq \frac{V_{R3}}{\gamma_R} = \beta_2 n_p V_{Rtp} \frac{1}{\gamma_R}$ (14.37)

- Assemblage panne-traverse $\gamma_Q Q_{w,r} \leq \frac{V_{R4}}{\gamma_R} = n_p V_{Rpr} \frac{1}{\gamma_R}$ (14.38)

β_2 : coefficient tenant compte du nombre d'attaches tôle-panne n_f par largeur utile de plaque (annexe A 14.2)

n_p : nombre de pannes sur la largeur b du diaphragme (y compris pannes de rive)

V_{Rtp} : résistance ultime au cisaillement d'une attache tôle-panne

V_{Rpr} : résistance ultime au cisaillement d'une attache panne-traverse de cadre

Modes de ruine à exclure

Dans le but d'éliminer certains modes de ruine non souhaités, des vérifications supplémentaires sont préconisées dans les Recommandations européennes CECM N° 88 [14.2]. Il s'agit essentiellement de la vérification du transfert d'efforts tranchants perpendiculairement aux nervures à l'extrémité des tôles (fixation de la tôle sur les pannes de rive). Il peut s'y produire soit une rupture des attaches sous une combinaison d'efforts de cisaillement et de soulèvement, soit la ruine de la tôle par grande déformation ou distorsion. Pour s'assurer que ces ruptures ne se produisent pas, on introduit des facteurs de résistance supplémentaires. Les vérifications à effectuer en cas de configuration (aII) sont les suivantes:

- Fixation tôle-panne $V_{Rp} \frac{a}{b} \leq 0.6 \frac{a}{p} \frac{V_{Rtp}}{\alpha_3} \Rightarrow V_{Rp} \leq 0.6 \frac{b}{p} \frac{V_{Rtp}}{\alpha_3}$ (14.39)

- Ruine par distorsion de la tôle

- fixation dans toutes les nervures: $V_{Rp} \leq 0.9 \frac{t_n^{1.5} b f_y}{d^{0.5}}$ (14.40a)

- fixation dans une nervure sur deux: $V_{Rp} \leq 0.3 \frac{t_n^{1.5} b f_y}{d^{0.5}}$ (14.40b)

V_{Rp} : résistance ultime au cisaillement du panneau d'extrémité

0.6 : facteur de résistance supplémentaire

a/p : nombre d'attaches tôle-panne de rive sur la distance a

b : longueur du panneau (largeur du diaphragme)

p : entraxe des attaches tôle-panne de rive

- α_3 : coefficient tenant compte du fait que les pannes intermédiaires participent également à la résistance (annexe A 14.1)
 d : entraxe des nervures de la tôle
 t_n : épaisseur nette de la tôle

Sollicitations des pannes de bord

Comme nous l'avons vu au paragraphe 14.4.1, les pannes de bord du diaphragme (pannes de rive de la toiture) constituent les membrures de la grande poutre horizontale de la figure 14.15. L'effort normal qui les sollicite dans le cas de configuration (aII) de la figure 14.17 est le suivant:

$$N_w = \pm \frac{q_w L^2}{8 b} \alpha_3 \quad (14.41)$$

Cet effort normal N_w doit être pris en compte lors du dimensionnement des pannes de bord, en combinaison avec la flexion due aux charges verticales provenant de la toiture (interaction effort normal de compression-moment de flexion).

Aptitude au service

Si c est la flexibilité de chaque panneau individuel i , soumis à l'effort tranchant V_{wi} , la flèche horizontale maximale vaut:

$$\Delta_{max} = \sum_{i=1}^{n/2} c V_{wi} = c \frac{n^2 Q_w}{8} \quad (14.42)$$

La flèche maximale due à l'action du vent de courte durée $q_{w,ser,court}$ agissant au niveau du plan du diaphragme permet de procéder à la vérification de l'aptitude au service suivante (selon norme SIA 161):

$$\Delta_{max} = c \frac{n^2 q_{w,ser,court} \frac{L}{n}}{8} \leq \frac{h}{150} \quad (14.43)$$

h : hauteur de la halle à l'angle de cadre

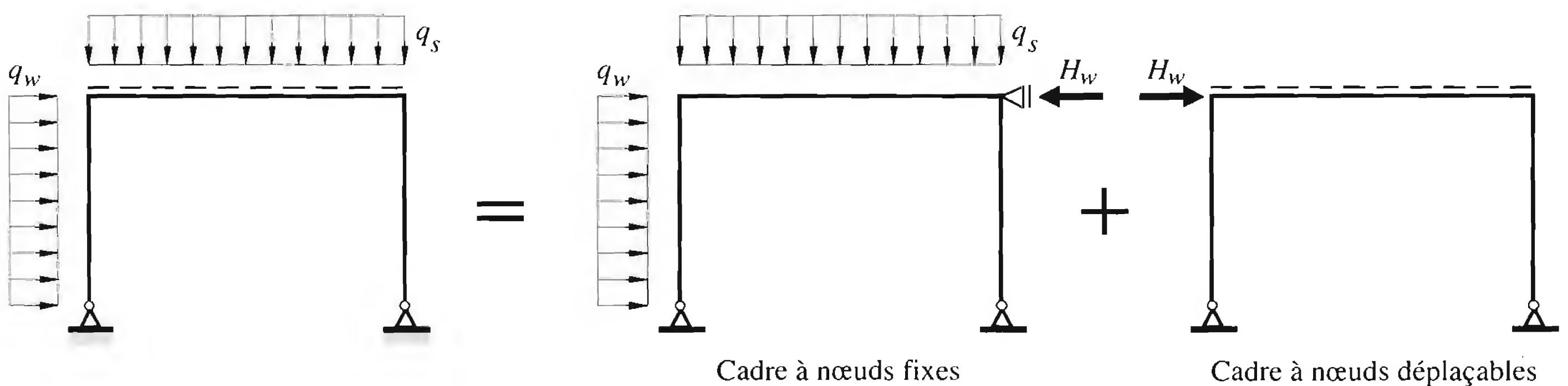
14.4.4 Diaphragme en interaction avec les cadres

La structure porteuse de la halle de la figure 14.15(b) est constituée des cadres métalliques rigides et du diaphragme de toiture en tôle profilée. L'interaction entre le diaphragme et les cadres dépend des rigidités relatives des cadres et des panneaux de tôle profilée. L'analyse élastique de ce type de structure raidie consiste donc à satisfaire les conditions de compatibilité des déformations entre cadres et contre-ventement (§ 11.4.6). Cette analyse devrait se faire en principe sur la structure tridimensionnelle complète; en pratique, on se contente souvent d'une analyse simplifiée d'un système de cadres plans.

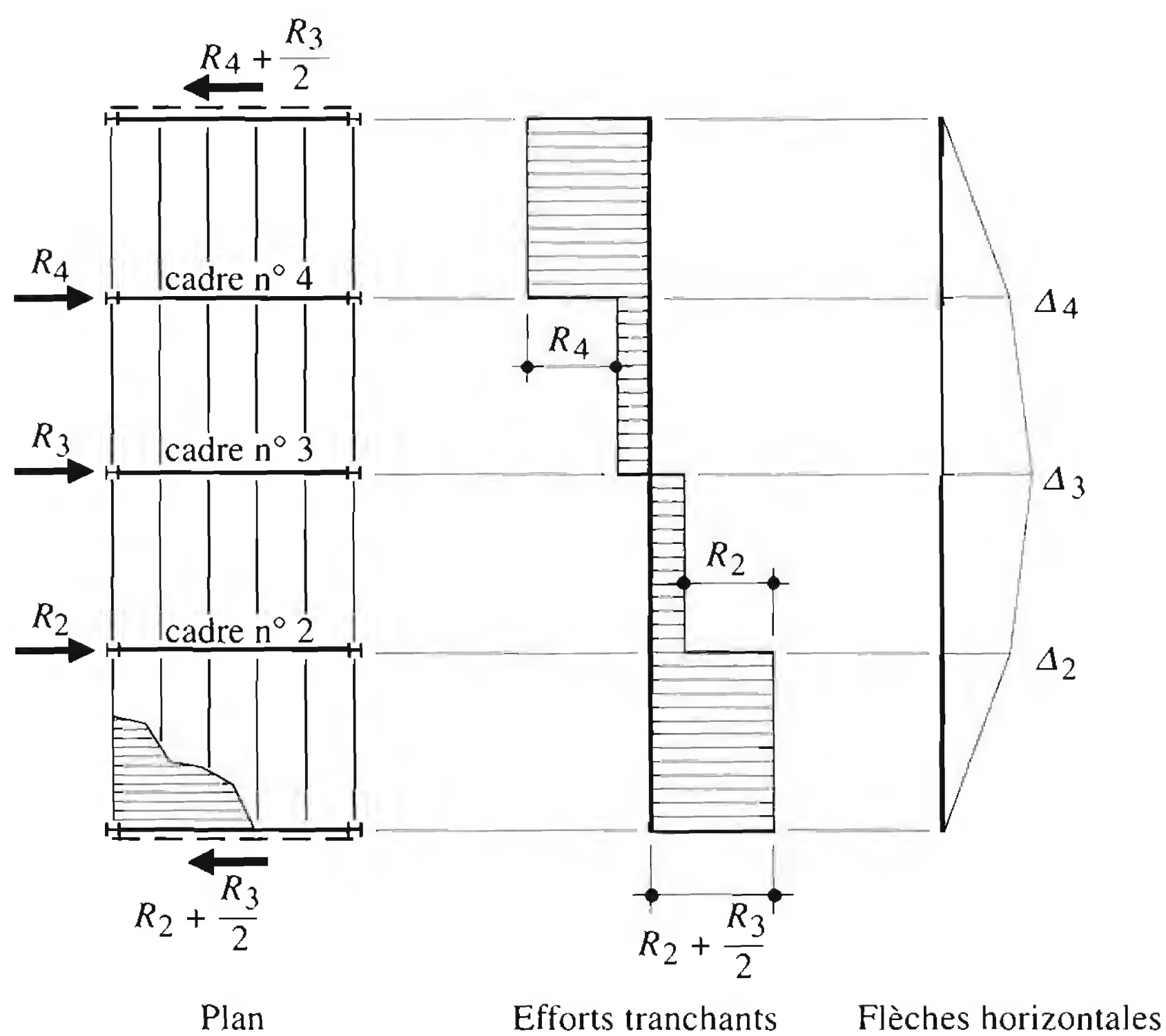
Le rôle du contreventement de toiture (diaphragme en tôle profilée) est de limiter le déplacement latéral des cadres et les efforts qui en découlent. Dans les structures à cadres rectangulaires (toit plat), l'effet diaphragme contribue largement à résister aux forces latérales horizontales. Dans les cadres à traverse brisée (toiture à deux pans), l'effet diaphragme contribue non seulement à la reprise des forces latérales, mais aussi à celle des charges verticales. Cette contribution dépend beaucoup de l'inclinaison des pans de la toiture; l'effet devient appréciable à partir de pentes supérieures à 10° (18%).

Calcul élastique

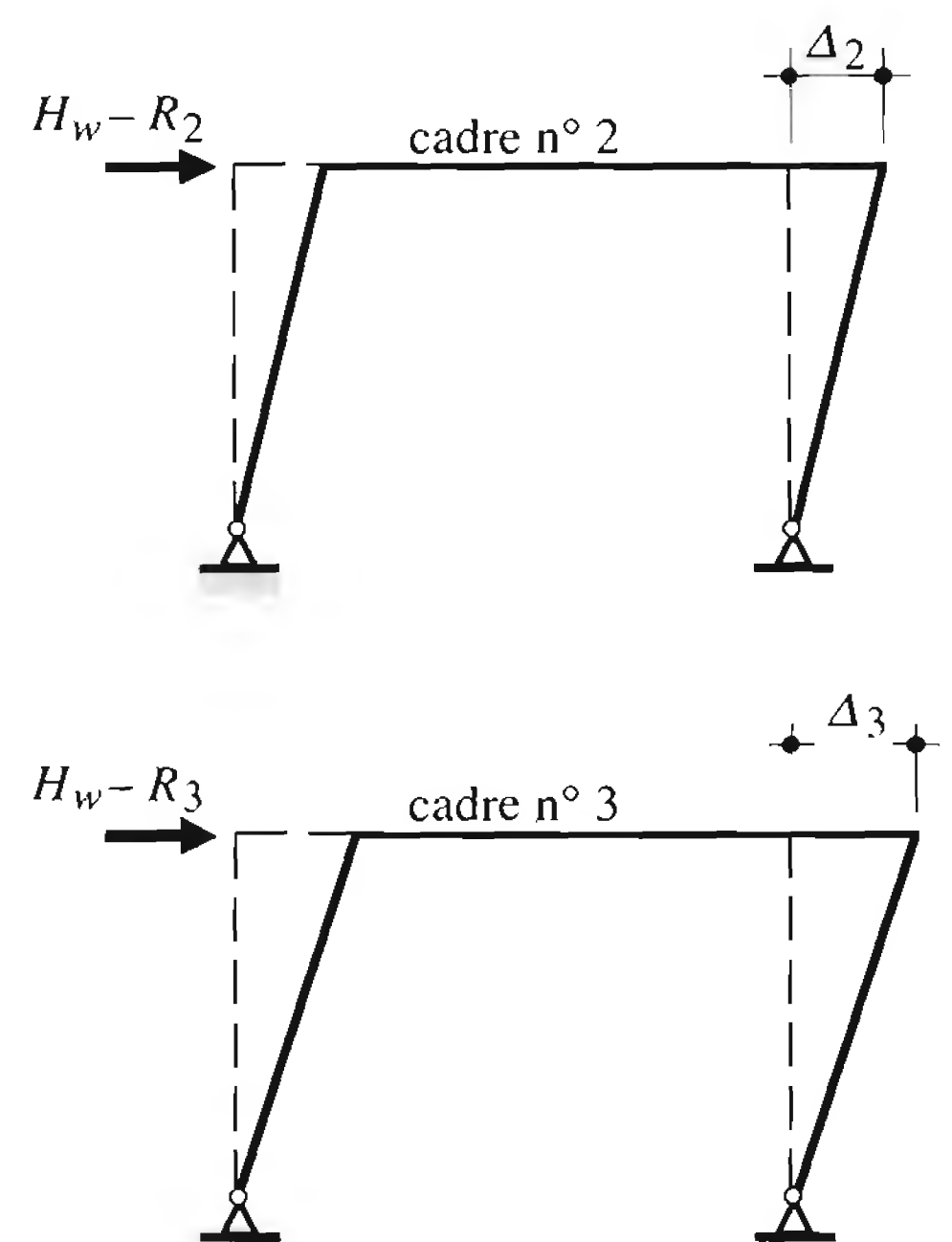
Pour illustrer le principe de l'interaction entre le diaphragme et les cadres, nous utilisons l'exemple simple de la figure 14.15(b). Il s'agit d'une structure formée de trois *cadres-portiques rectangulaires* et de deux cadres-pignons contreventés de façon traditionnelle. La toiture est recouverte d'une tôle profilée formant avec les pannes quatre panneaux individuels identiques de flexibilité c . Décomposons le système réel cadres-diaphragme, soumis à des charges et actions quelconques (vent q_w , neige q_s), en un cadre à nœuds fixes et un cadre à nœuds déplaçables avec contreventement de toiture (fig. 14.23(a)). La réaction horizontale extérieure H_w du cadre à nœuds fixes est appliquée au système à nœuds déplaçables. Les efforts et les déplacements de ce dernier sont obtenus par addition des effets des deux systèmes. Ainsi à chaque cadre intermédiaire i de la structure ($i = 2, 3, 4$), la force H_w est décomposée en une force de restrainte R_i reprise par le diaphragme (fig. 14.23(b)) et une force $H_w - R_i$ reprise par le cadre (fig. 14.23(c)).



(a) Décomposition



(b) Forces sur le diaphragme



(c) Forces sur les cadres

Fig. 14.23 Forces à appliquer à un système de cadres rectangulaires en interaction avec la tôle (calcul élastique).

Cet exemple simple montre qu'il n'est pas aisé de résoudre manuellement les cas où le nombre de cadres augmente. C'est pourquoi des coefficients de réduction des efforts dans les cadres, fonction de la flexibilité relative entre cadre et diaphragme ainsi que du nombre de cadres, sont donnés sous forme de tableaux dans les Recommandations européennes CECM N° 88.

Pour les structures avec *cadres à traverse brisée*, le déplacement horizontal peut être différencié entre *déplacement latéral* Δ_{cdl} (fig. 14.24(a)) et *écartement* Δ_{cde} (fig. 14.24(b)), caractérisés par les rigidités flexionnelles correspondantes k_{cdl} et k_{cde} , respectivement.

La flexibilité c d'un panneau de tôle de hauteur égale à la largeur du pan incliné donne la flexibilité horizontale c_h suivante :

$$c_h = \frac{c}{\cos^2 \beta} \quad (14.44)$$

β : angle d'inclinaison de la traverse

Les mêmes calculs que précédemment peuvent être faits à partir des flexibilités relatives, et des coefficients de réduction sont obtenus à partir des mêmes tableaux des Recommandations européennes CECM N° 88.

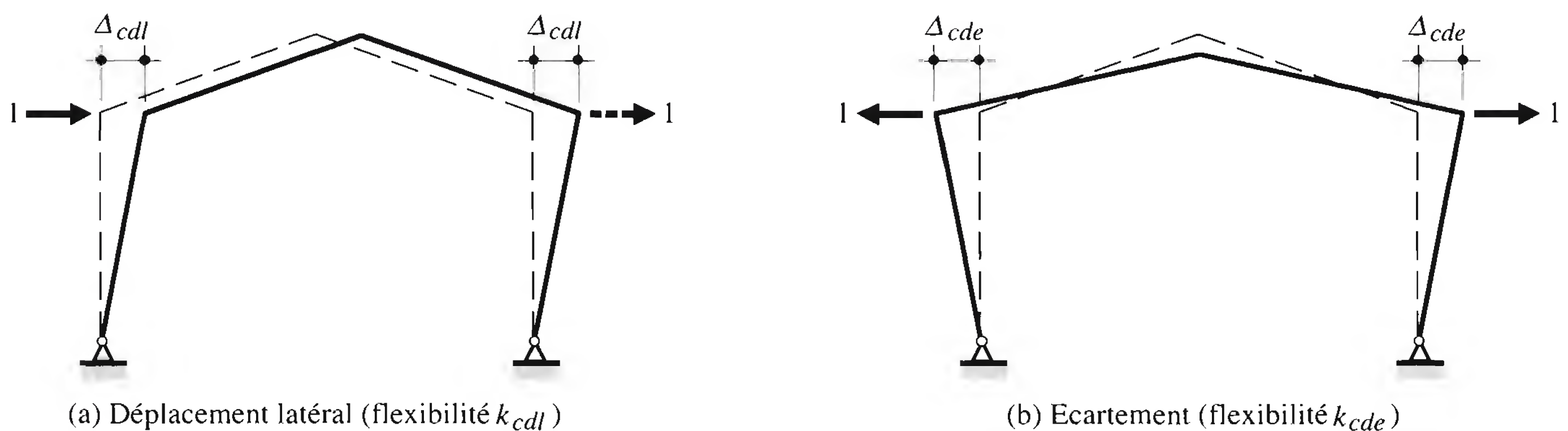


Fig. 14.24 Flexibilités des cadres à traverse brisée.

Calcul plastique

Il est possible d'effectuer un calcul plastique des cadres selon le chapitre 11 et de prendre en compte l'effet de «restreinte» du diaphragme de contreventement en tôle profilée tel que présenté en calcul élastique. Il faut également déterminer si les effets de second ordre sont importants pour le cadre, auquel cas ils doivent être pris en compte.

Pour qu'un mécanisme de ruine puisse se développer dans la structure, il est nécessaire que les panneaux de tôle puissent subir de grandes déformations, ce qui n'est possible que si leur mode de ruine est ductile. C'est le cas lorsque la ruine d'un panneau est provoquée par la rupture des attaches de couture des plaques de tôle ou celle des attaches tôle-connecteur. Si tous les panneaux sont identiques, la ruine se produit alors simultanément dans tous les cadres intermédiaires par formation de mécanismes sous des forces égales.

Pour une structure à *cadre rectangulaire* (fig. 14.25(a)), la force de restrainte R fournie par la résistance du diaphragme (fig. 14.25(b)) est la même à chaque cadre et vaut :

$$R = \frac{2 V_{Rp}}{n - 1} \quad (14.45)$$

V_{Rp} : résistance ultime au cisaillement d'un panneau
 n : nombre de panneaux

La force horizontale restante à appliquer au cadre-portique lors du calcul plastique (fig. 14.25(c)) vaut alors $Q_w - R$, où Q_w représente la force extérieure due au vent appliquée à chaque cadre du système contreventé par la tôle.

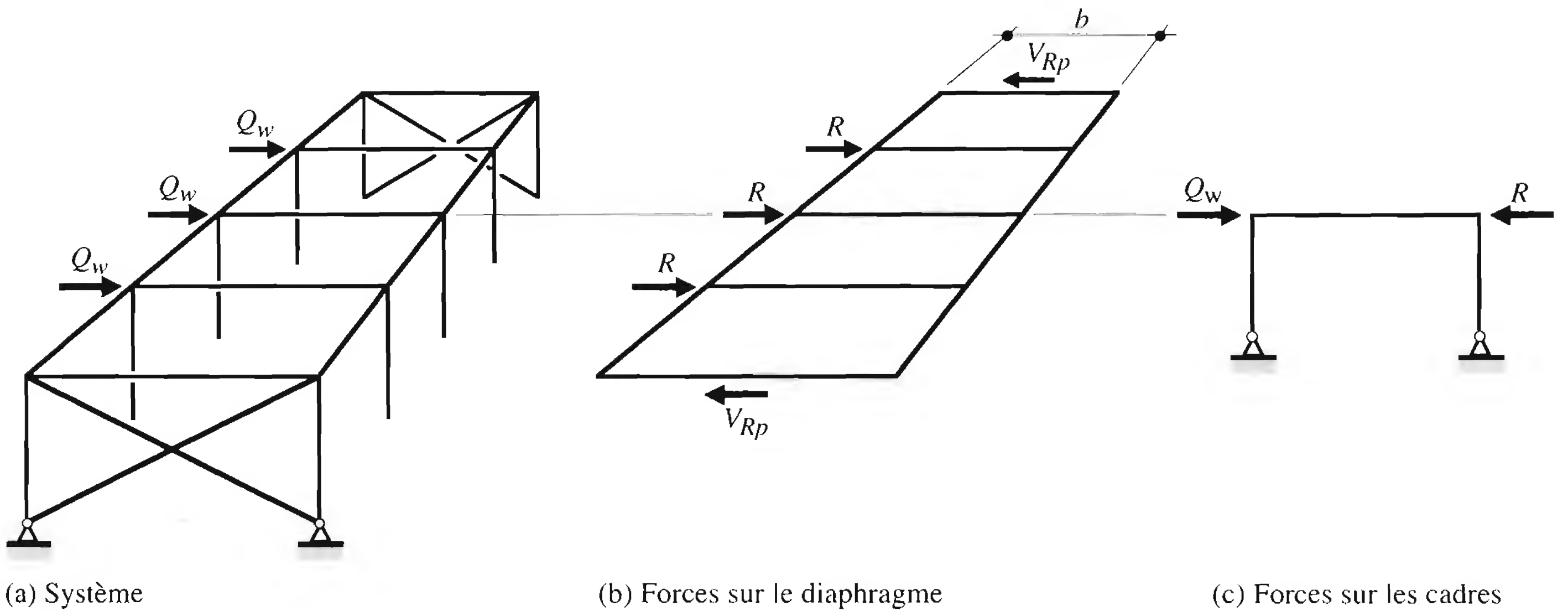


Fig. 14.25 Forces à appliquer à un système de cadres rectangulaires stabilisé par la tôle (calcul plastique).

Pour une structure à *cadre avec traverse brisée* chargée horizontalement (fig. 14.26(a)) ou verticalement (fig. 14.26(b)), la force de restrainte à chaque cadre due à la tôle située dans un pan incliné de la toiture a la valeur donnée par (14.47). Sa composante horizontale R_h vaut :

$$R_h = R \cos \beta \quad (14.46)$$

Pour la structure chargée horizontalement, la force restante à appliquer à chaque angle des cadres-portiques vaut $(Q_w / 2) - R_h$.

Pour la structure chargée verticalement, l'action simultanée des forces verticales Q_s et des deux forces horizontales opposées R_h doit être introduite lors du calcul plastique de chaque cadre-portique.

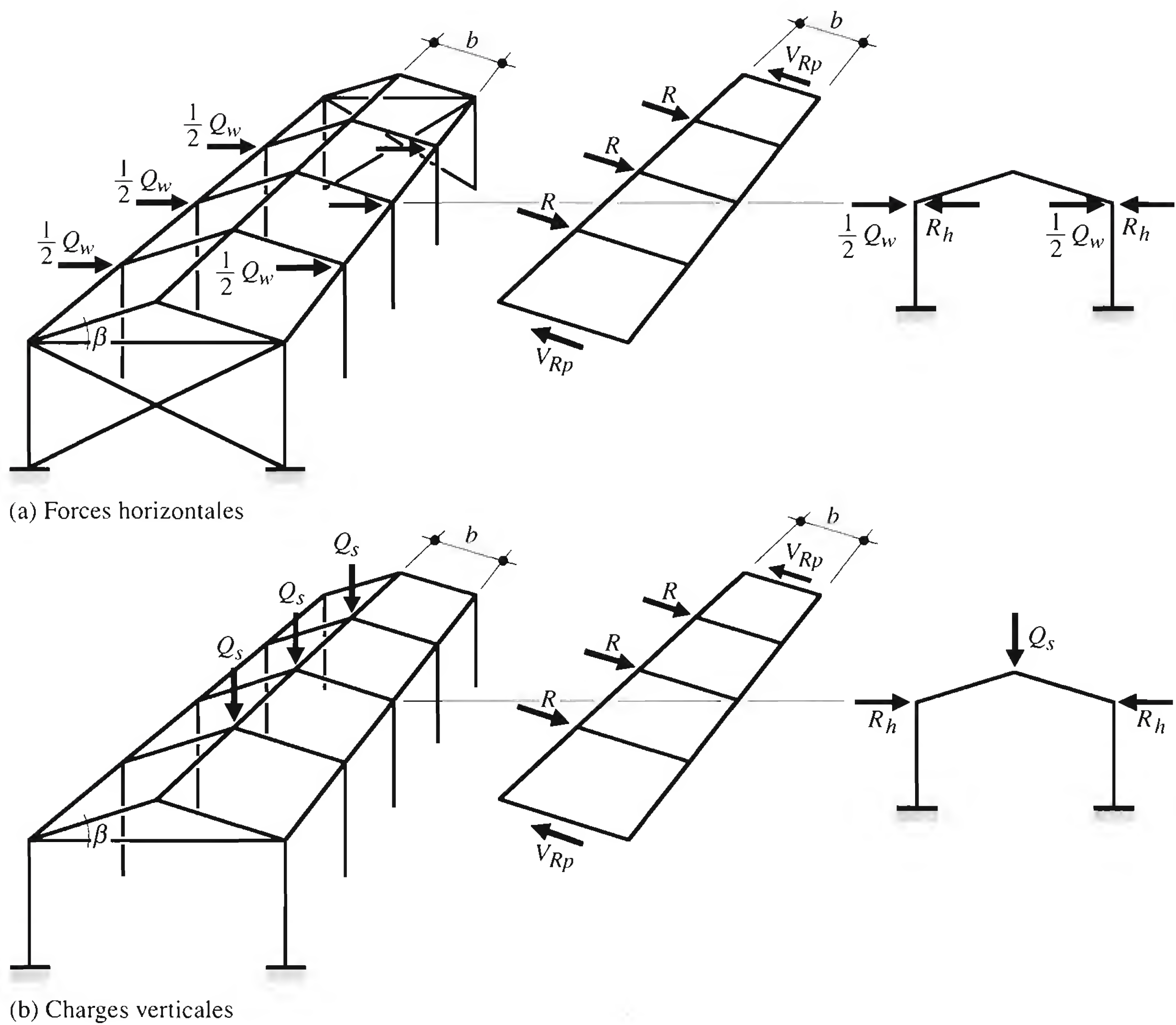


Fig. 14.26 Forces à appliquer à un système de cadres à traverse brisée stabilisé par la tôle (calcul plastique).

14.4.5 Stabilisation des pannes

Lors de la vérification de la sécurité structurale des pannes, la question principale est de savoir si la tôle profilée qu'elles supportent joue le rôle de stabilisation au déversement (fig. 14.27). En effet, si ce n'est pas le cas, la vérification de la sécurité structurale doit être effectuée avec le moment de déversement M_D et non plus avec le moment plastique M_{pl} (TGC vol. 10, chap. 11). En cas de coefficient d'élancement $\bar{\lambda}_D$ supérieur ou égal 0.4, la résistance ultime à la flexion est alors donnée par :

$$M_D = \frac{M_{pl}}{2.25 \sqrt{1 + \bar{\lambda}_D^{4.5}}} \quad (14.47)$$

avec

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{crD}}} \quad (14.48)$$

M_{pl} : moment plastique de la poutre

M_{crD} : moment critique de déversement élastique de la poutre

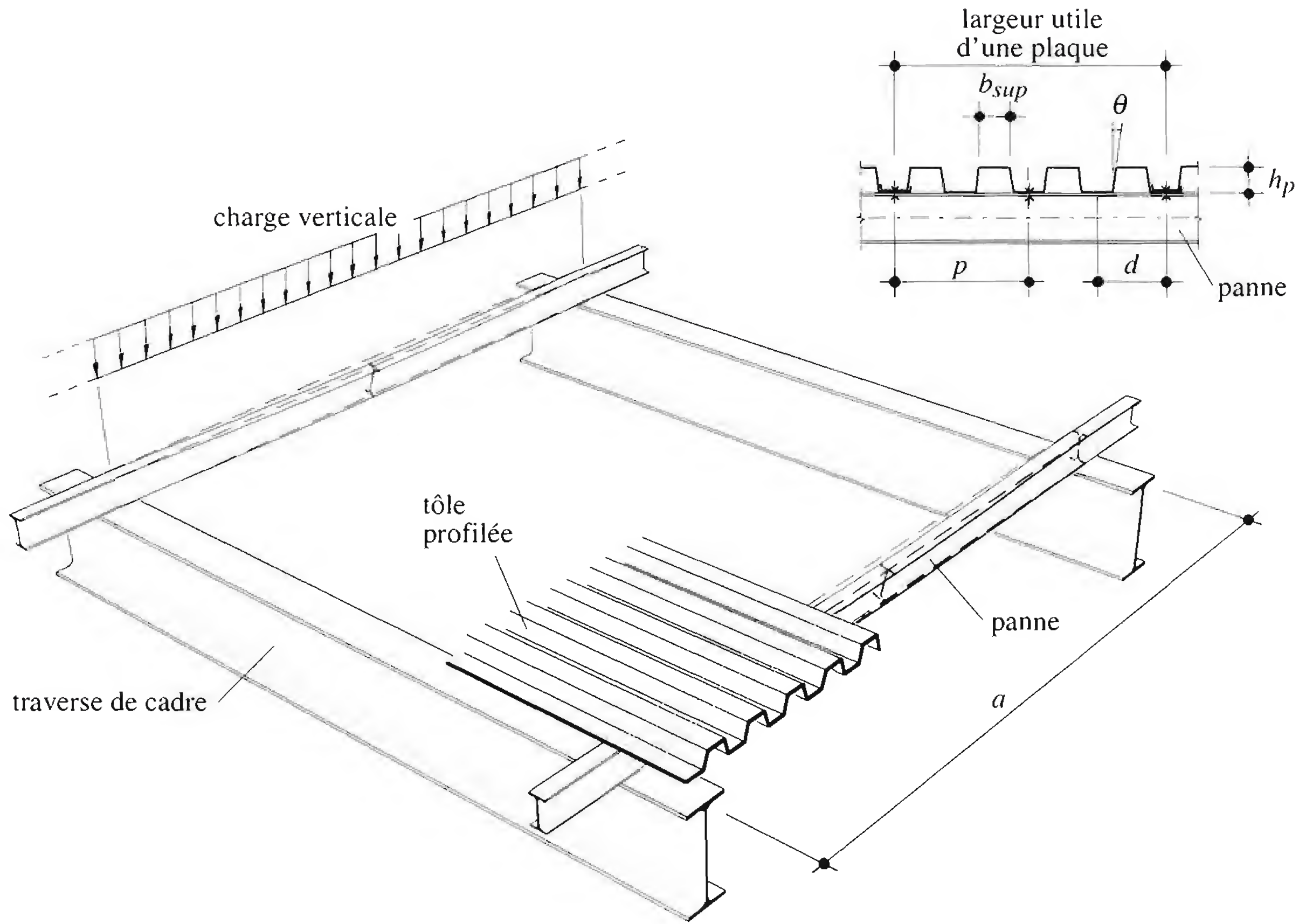


Fig. 14.27 Système de pannes parallèles stabilisées par la tôle profilée.

Une méthode simplifiée [14.3] [14.4] permet de vérifier rapidement la *stabilité au déversement* d'une série de pannes parallèles, à section bisymétrique, stabilisées par les tôles perpendiculaires (fig. 14.27). Dans cette méthode, le coefficient d'élanement $\bar{\lambda}_D$ vaut:

$$\bar{\lambda}_D = 0.6 \sqrt{\frac{n_p N_{pl}}{a/c}} = 0.6 \sqrt{\frac{n_p N_{pl} h_p^{1.5} d \xi}{E t_n^{2.5} b^2}} \quad (14.49)$$

- n_p : nombre de pannes sur la largeur b du diaphragme
- N_{pl} : effort normal plastique de la section de la panne
- h_p : hauteur de la tôle profilée
- d : entraxe des nervures de la tôle
- t_n : épaisseur nette de la tôle
- b : longueur du panneau (largeur du diaphragme)
- a/c : rigidité en cisaillement par unité de largeur du panneau
- a : largeur du panneau (distance entre les cadres, portée des pannes)
- c : flexibilité en cisaillement du panneau; on considère ici uniquement la part prédominante $c_{1.1}$ de la flexibilité du panneau due à la distorsion du profil selon le tableau 14.20:

$$c = c_{1.1} = \frac{a d^{2.5} \bar{K}}{E t_n^{2.5} b^2} \quad (14.50)$$

\bar{K} : constante (simplifiée) de la tôle selon son mode de fixation sur les pannes ($\bar{K} = \alpha_1 K$)

$$\bar{K} = \xi \left(\frac{h_p}{d} \right)^{1.5} \quad (14.51)$$

- ξ : coefficient tenant compte du mode de fixation de la tôle
- fixation dans toutes les nervures aux extrémités des plaques: $\xi = 5$
 - fixation dans une nervure sur deux lorsque $b_{sup} / d \leq 0.3$: $\xi = 10$
 - fixation dans une nervure sur deux lorsque $b_{sup} / d \geq 0.6$: $\xi = 15$
(il est possible d'interpoler pour $0.3 < b_{sup} / d < 0.6$)
 - fixation dans une nervure sur trois (non recommandé): $\xi = 30$
- b_{sup} : largeur de l'aile supérieure d'une nervure de la tôle

L'effort tranchant (valeur de dimensionnement) induit dans le diaphragme pour les toitures horizontales, représentant l'effet de la stabilisation, est donné par le produit du glissement γ et de la rigidité en cisaillement par unité de largeur du panneau a/c :

$$V_d = \gamma \frac{a}{c} \quad (14.52)$$

avec
$$\gamma = k_{cr} \frac{\pi w_0}{a} = 0.003 k_{cr} \quad (14.53)$$

- w_0 : flèche initiale horizontale de l'aile supérieure de la panne admis: $w_0 = a/1000$ [14.3]
 k_{cr} : coefficient d'amplification du déplacement à l'approche du moment critique de déversement M_{crD}

$$k_{cr} = \frac{1}{1 - \frac{M_d}{M_{crD}}} \frac{M_d}{M_{crD}} \quad (14.54)$$

Le rapport M_d / M_{crD} peut également être exprimé sous la forme:

$$\frac{M_d}{M_{crD}} = \frac{M_d}{M_{pl}} \bar{\lambda}_D^2 \quad (14.55)$$

M_d : valeur de dimensionnement du moment de flexion de la panne

La vérification de la sécurité structurale des pannes stabilisées par la tôle consiste à effectuer les opérations suivantes:

- Calculer $\bar{\lambda}_D$ selon (14.49): Si $\bar{\lambda}_D < 0.4$: $M_R = M_{pl}$
Si $\bar{\lambda}_D \geq 0.4$: M_D selon (14.47)

- Vérifier
$$M_d \leq \frac{M_D}{\gamma_R} \quad (14.56)$$

Il faut également vérifier que l'effort tranchant induit dans le diaphragme (14.52) est inférieur à la valeur de dimensionnement de la résistance:

$$V_d \leq \frac{0.8 V_{Rp}}{\gamma_R} \quad (14.57)$$

- V_d : valeur de dimensionnement de l'effort tranchant (14.52)
 0.8 : facteur de résistance supplémentaire
 V_{Rp} : résistance ultime au cisaillement du panneau; on admet, pour simplifier, que cette résistance est égale à la résistance ultime V_{R1} des attaches de couture (tab. 14.19).

14.5 Exemples numériques

Le cadre analysé dans l'exemple de la section 11.6, non contreventé, ne satisfait pas la limitation du déplacement horizontal sous l'effet du vent (§ 12.7.2). Nous allons, dans cet exemple, dimensionner deux éléments d'un contreventement longitudinal (reprenant les efforts transversaux) et déterminer l'influence de ce dernier sur le déplacement horizontal du cadre.

14.5.1 Calcul d'un contreventement triangulé

Données

La vérification des éléments porteurs de la halle (traverse, montant) se trouve à la section 12.7, celle des éléments secondaires à la section 8.4. Les éléments du contreventement longitudinal de toiture de la halle que nous allons dimensionner, soit la diagonale d'extrémité et la panne intermédiaire centrale, sont montrés à la figure 14.28.

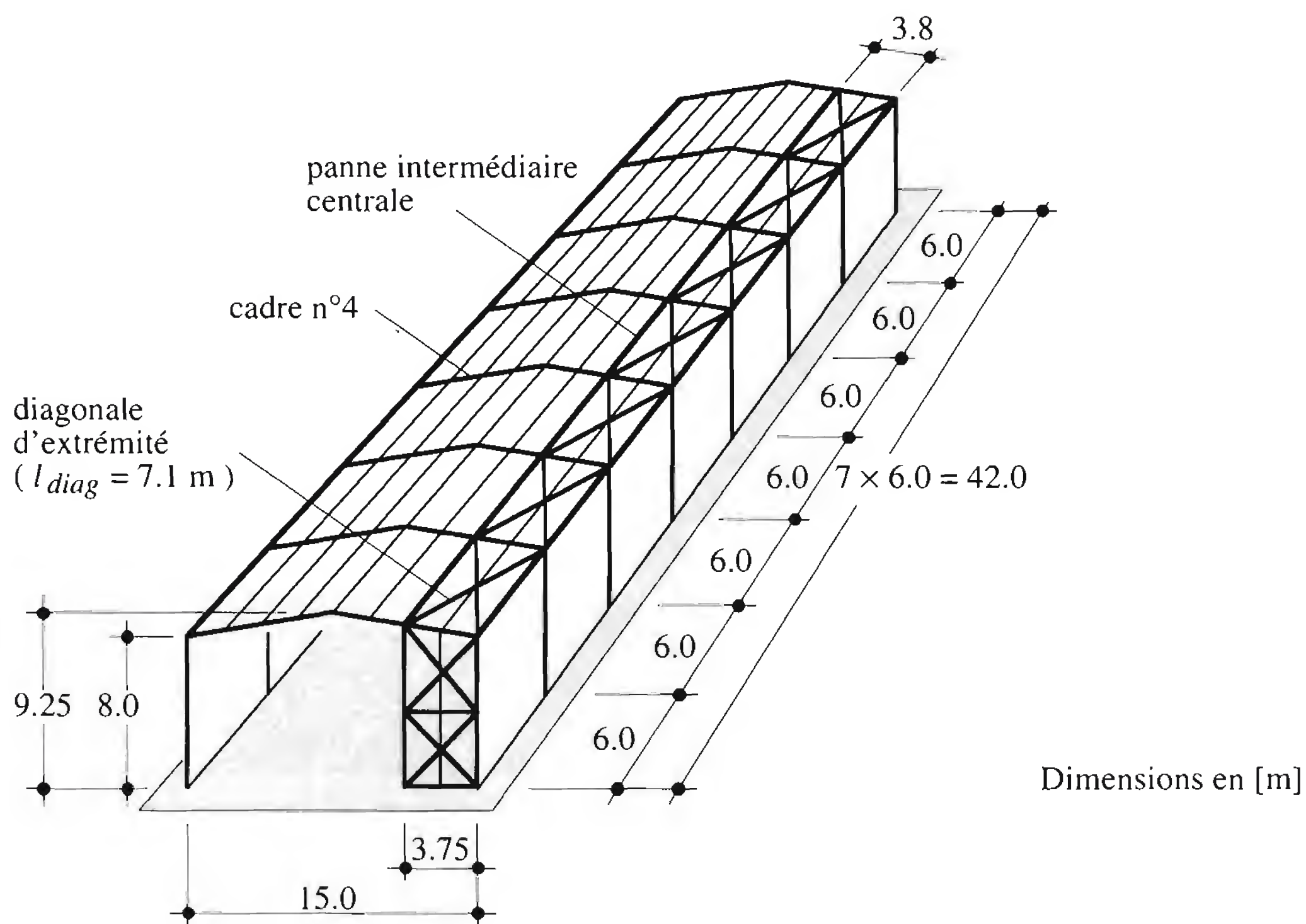


Fig. 14.28 Disposition du contreventement longitudinal.

Le prédimensionnement donne les profils suivants :

Diagonale

$$\lambda_{Kmax} = 250 \Rightarrow i_{zmin} = \frac{l_K}{\lambda_{Kmax}} = \frac{7100 \text{ mm}}{250} = 28.4 \text{ mm}$$

Choix: UNP 300 ($i_z = 29.0 \text{ mm}$)

Panne intermédiaire

Les pannes dimensionnées au paragraphe 8.4.1 sont des IPE 140 (sans tirant). La panne intermédiaire qui fait partie du contreventement est soumise à un effort normal supplémentaire, ce qui conduit au choix d'un profil HEB 140 (même hauteur que les pannes courantes). La panne de bord, qui fait aussi partie du contreventement, est moins sollicitée en flexion verticale. Elle n'est pas vérifiée dans cet exemple.

Charges à considérer

Les charges sur la halle et les éléments sont données aux paragraphes 6.9.2 et 8.4.1. Celles qui sont utilisées dans cet exemple sont les suivantes:

- Cadre
Vent transversal : $q_{r,w} = 3.8 \text{ kNm}$ et 2.2 kN/m , respectivement (fig. 14.29)
- Diagonale
Poids propre: $g_{diag} = 0.462 \text{ kN/m}$
- Panne intermédiaire
Poids propre: $g_a = 0.337 \text{ kNm}$
Poids des éléments non porteurs: $q_{fin} = 0.95 \text{ kNm}$
Neige: $q_{r,s} = 2.43 \text{ kN/m}$

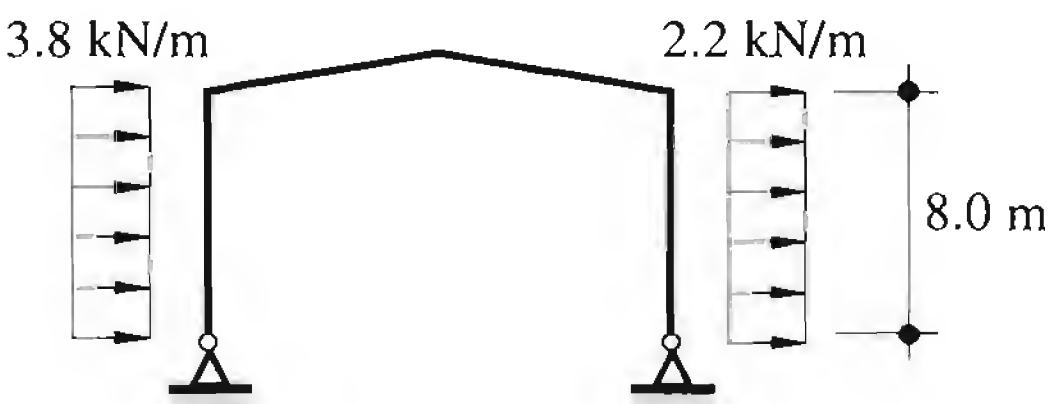


Fig. 14.29 Forces sur un cadre dues au vent transversal.

Situations de risque

- Diagonale
La diagonale est soumise à la flexion due à son poids propre g_{diag} et à un effort normal dû au vent.
Vent transversal prépondérant: $1.3 g_{diag} + 1.5 q_{r,w}$
- Panne intermédiaire
La panne est soumise à la flexion gauche composée d'effort normal. La dépression due au vent n'est pas prise en compte.
N° 5: Neige prépondérante: $1.3 g_a + 1.5 q_{r,s} + 1.3 q_{fin} + 0.8 q_{r,w}$
N° 6: Vent prépondérant: $1.3 g_a + 1.5 q_{r,w} + 1.3 q_{fin} + 0.8 q_{r,s}$

Efforts intérieurs

Les efforts intérieurs dans les éléments du contreventement longitudinal ont été calculés avec un logiciel permettant de prendre en compte les effets tridimensionnels.

Les efforts normaux dus au vent se rapportant aux éléments du contreventement à dimensionner sont résumés dans le tableau 14.30. Ces efforts dépendent du sens du vent agissant horizontalement sur la halle.

Tableau 14.30 Efforts normaux dus au vent.

Elément	N_{max} [kN]
Diagonale d'extrémité	± 68
Panne intermédiaire centrale	± 230

Sécurité structurale de la diagonale

- Efforts intérieurs

$$M_{dz} = 1.3 \frac{g_{diag} l_{diag}^2}{8} = 1.3 \cdot \frac{0.462 \text{ kN/m} \cdot (7.1 \text{ m})^2}{8} = 3.8 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1.5 N_{max} = 1.5 \cdot (-68 \text{ kN}) = -102 \text{ kN}$$

- Vérification au flambage

Le flambage se produit selon l'axe faible, donc dans le même sens que la flexion due au poids propre.

On utilise alors la formule (8.3) du chapitre 8:

$$\frac{N_d}{N_K / \gamma_R} + \frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_{cr}}} \frac{\omega M_{dmax}}{M_R / \gamma_R} \leq 1.0$$

avec $\omega = 1.0$ (barre chargée transversalement)

- Longueur de flambage:

$$l_{Kz} = l_{diag} = 7100 \text{ mm}$$

- Charge critique de flambage élastique:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_{Kz}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 4.95 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(7100 \text{ mm})^2} = 203.5 \cdot 10^3 \text{ N} = 203.5 \text{ kN}$$

- Moment résistant:

$$M_R = M_{plz} = f_y Z_z = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 130 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 30.6 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 30.6 \text{ kNm}$$

- Résistance ultime au flambage:

$$N_K = \kappa f_y A = 0.12 \cdot 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 5880 \text{ mm}^2 = 165.8 \cdot 10^3 \text{ N} = 165.8 \text{ kN}$$

$$\text{avec } \lambda_{Kz} = \frac{l_{Kz}}{i_z} = \frac{7100 \text{ mm}}{29 \text{ mm}} = 245$$

$$\bar{\lambda}_K = \frac{\lambda_{Kz}}{\lambda_E} = \frac{245}{94} = 2.6 \Rightarrow \kappa = 0.12 \text{ (fig. 12.25, courbe c)}$$

- Vérification:

$$\frac{102 \text{ kN}}{165.8 \text{ kN}/1.1} + \frac{1}{1 - \frac{102 \text{ kN}}{203.5 \text{ kN}}} \cdot \frac{1.0 \cdot 3.8 \text{ kNm}}{30.6 \text{ kNm}/1.1} = 0.67 + 2.0 \cdot 0.14 = 0.95 < 1.0$$

OK

Cette vérification inclut la vérification de la résistance en section.

Sécurité structurale de la panne intermédiaire

- Efforts intérieurs (situation de risque n° 5)

- Flexion selon l'axe fort:

$$\begin{aligned} q_{dy} &= 1.3 g_a \cos 9.5^\circ + 1.5 q_{r,s} \cos 9.5^\circ + 1.3 q_{fin} \cos 9.5^\circ \\ &= 1.3 \cdot 0.337 \text{ kN/m} \cdot \cos 9.5^\circ + 1.5 \cdot 2.43 \text{ kN/m} \cdot \cos 9.5^\circ + 1.3 \cdot 0.95 \text{ kN/m} \cdot \cos 9.5^\circ \\ &= 6.1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$M_{dy} = q_{dy} \frac{l_y^2}{16} = 6.1 \text{ kN/m} \cdot \frac{(6.0 \text{ m})^2}{16} = 13.7 \text{ kNm}$$

- Flexion selon l'axe faible :

$$q_{dz} = 1.3 g_a \sin 9.5^\circ + 1.5 q_{r,s} \sin 9.5^\circ + 1.3 q_{fin} \sin 9.5^\circ$$

$$= 1.3 \cdot 0.337 \text{ kN/m} \cdot \sin 9.5^\circ + 1.5 \cdot 2.43 \text{ kN/m} \cdot \sin 9.5^\circ + 1.3 \cdot 0.95 \text{ kN/m} \cdot \sin 9.5^\circ$$

$$= 0.9 \text{ kN/m}$$

$$M_{dz} = q_{dz} \frac{l_z^2}{16} = 0.9 \text{ kN/m} \cdot \frac{(6.0 \text{ m})^2}{16} = 2.0 \text{ kNm}$$

- Effort normal :

$$N_{dmax} = 0.8 N_{max} = 0.8 \cdot (-230 \text{ kN}) = -184.0 \text{ kN}$$

- Efforts intérieurs (situation de risque n° 6)

- Flexion selon l'axe fort :

$$M_{dy} = 8.1 \text{ kNm}$$

- Flexion selon l'axe faible :

$$M_{dz} = 1.4 \text{ kNm}$$

- Effort normal :

$$N_{dmax} = 1.5 N_{max} = 1.5 \cdot (-230 \text{ kN}) = -345 \text{ kN}$$

- Vérification de l'interaction flexion gauche-effort normal

La panne est sollicitée à la flexion gauche composée d'effort normal. On admet que la tôle profilée empêche le déversement de la panne et le flambage selon l'axe faible. La vérification est faite à l'aide de la formule (42) de la norme SIA 161 et pour la situation de risque n° 5 (il a été vérifié qu'elle est déterminante).

$$\left(\frac{M_{dy}}{M_{ply,N} / \gamma_R} \right)^2 + \left(\frac{M_{dz}}{M_{plz,N} / \gamma_R} \right)^\alpha \leq 1.0$$

$$\text{avec } \alpha = 5 \frac{N_d}{N_{pl} / \gamma_R} = 5 \cdot \frac{184 \text{ kN}}{1010 \text{ kN} / 1.1} = 1.0, \text{ mais } \alpha \geq 1.1 \Rightarrow \alpha = 1.1$$

- Moment résistant selon l'axe fort réduit par l'effort normal :

$$M_{ply,N} = M_{ply} \xi_2 \left(1 - \frac{N_d}{N_{pl} / \gamma_R} \right) = 57.8 \text{ kNm} \cdot 1.12 \cdot \left(1 - \frac{184.0 \text{ kN}}{1010 \text{ kN} / 1.1} \right) = 51.8 \text{ kNm}$$

$$\text{avec } \xi_2 = \left(\frac{1}{1 - \frac{A_w}{2A}} \right) = \left(\frac{1}{1 - \frac{896 \text{ mm}^2}{2 \cdot 4300 \text{ mm}^2}} \right) = 1.12, \text{ mais } \xi_2 \leq 1.20 \quad \text{OK}$$

$$M_{ply,N} < M_{ply} = 57.8 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

- Moment résistant selon l'axe faible réduit par l'effort normal :

$$M_{plz,N} = M_{plz} = 28.2 \text{ kNm}$$

$$\text{pour } \frac{N_d}{N_{pl} / \gamma_R} = \frac{184.0 \text{ kN}}{1010 \text{ kN} / 1.1} = 0.20 < \frac{A_w}{A} = \frac{896 \text{ mm}^2}{4300 \text{ mm}^2} = 0.21 \quad \text{OK}$$

- Vérification :

$$\left(\frac{13.7 \text{ kNm}}{51.8 \text{ kNm} / 1.1} \right)^2 + \left(\frac{2.0 \text{ kNm}}{28.2 \text{ kNm} / 1.1} \right)^{1.1} = 0.15 < 1.0 \quad \text{OK}$$

- Vérification au flambage

Nous admettons que le flambage hors plan et le déversement de la panne sont empêchés par la tôle de toiture. La vérification au flambage est faite pour la situation de risque n° 6 (il a été vérifié qu'elle est déterminante) à l'aide de la formule (8.3) du chapitre 8 (nous négligeons le moment de flexion selon l'axe faible):

$$\frac{N_d}{N_{Ky}/\gamma_R} + \frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_{cry}}} \frac{\omega M_{dmax,y}}{M_{Ry}/\gamma_R} \leq 1.0$$

avec $N_{Ky} = 555 \text{ kN}$ ($l_K = 6.0 \text{ m}$)

$$N_{cry} = 869 \text{ kN}$$

$\omega = 1.0$ (barre chargée transversalement)

$$M_{Ry} = \xi_2 M_{ply} = 1.12 \cdot 57.8 \text{ kNm} = 64.7 \text{ kNm}$$

$$M_{Ry} \leq \left(1 + 0.2 \frac{N_d}{N_{Ky}/\gamma_R}\right) M_{ply} = \left(1 + 0.2 \cdot \frac{345 \text{ kN}}{555 \text{ kN}/1.1}\right) \cdot 57.8 \text{ kNm} = 65.7 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow M_{Ry} = 64.7 \text{ kNm}$$

– Vérification:

$$\frac{345 \text{ kN}}{555 \text{ kN}/1.1} + \frac{1}{1 - \frac{345 \text{ kN}}{869 \text{ kN}}} \frac{1.0 \cdot 8.1 \text{ kNm}}{64.7 \text{ kNm}/1.1} = 0.91 \leq 1.0$$

OK

Nous constatons que la vérification est juste satisfaite. Une vérification au flambage à l'aide de la formule d'interaction avec flexion gauche (TGC vol. 10, formule (6.30)) pourrait s'avérer nécessaire. Elle ne sera pas faite dans le cadre de cet exemple numérique.

Effets du contreventement sur le déplacement horizontal du cadre

Pour connaître l'effet du contreventement sur les cadres, on a choisi d'étudier le cadre se trouvant au centre de la halle, soit le cadre n° 4 (fig. 14.28). L'effet du contreventement longitudinal sur ce cadre peut être modélisé par un ressort (fig. 14.31), dont la valeur de la constante, $k_{cv} = 3.6 \text{ kN/mm}$, est obtenue par un calcul par ordinateur.

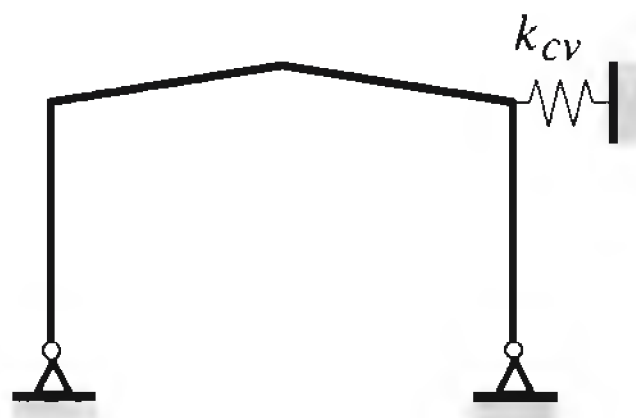


Fig. 14.31 Modélisation du contreventement de toiture.

La déformation horizontale due à une action de courte durée $q_{ser,court} = 0.8 q_w$ était de 65 mm et ne respectait pas la valeur limite de 53 mm (§ 12.7.2). Avec un contreventement longitudinal, la vérification donne:

$$\Delta_{max} = 10.5 \text{ mm} < \frac{h}{150} = \frac{8000 \text{ mm}}{150} = 53 \text{ mm}$$

OK

14.5.2 Calcul d'un contreventement en tôle profilée

Le cadre analysé dans l'exemple de la section 11.6 n'est pas contreventé. Il reprend aussi bien les forces verticales qu'horizontales. Cependant, la couverture en tôle profilée, dimensionnée au paragraphe 7.5.1, participe à la résistance étant donné sa rigidité dans le plan de la toiture et ses fixations à la structure porteuse (pannes et traverses de cadre), à condition également que les pignons soient contreventés.

Données

Nous allons dans cet exemple déterminer l'influence des diaphragmes en tôle profilée sur les efforts intérieurs sollicitant les cadres. La structure porteuse est composée de cadres à deux articulations et à traverse brisée, dont les éléments porteurs et secondaires ont été dimensionnés aux sections 12.7 et 8.4 respectivement. La disposition des tôles est montrée à la figure 14.32.

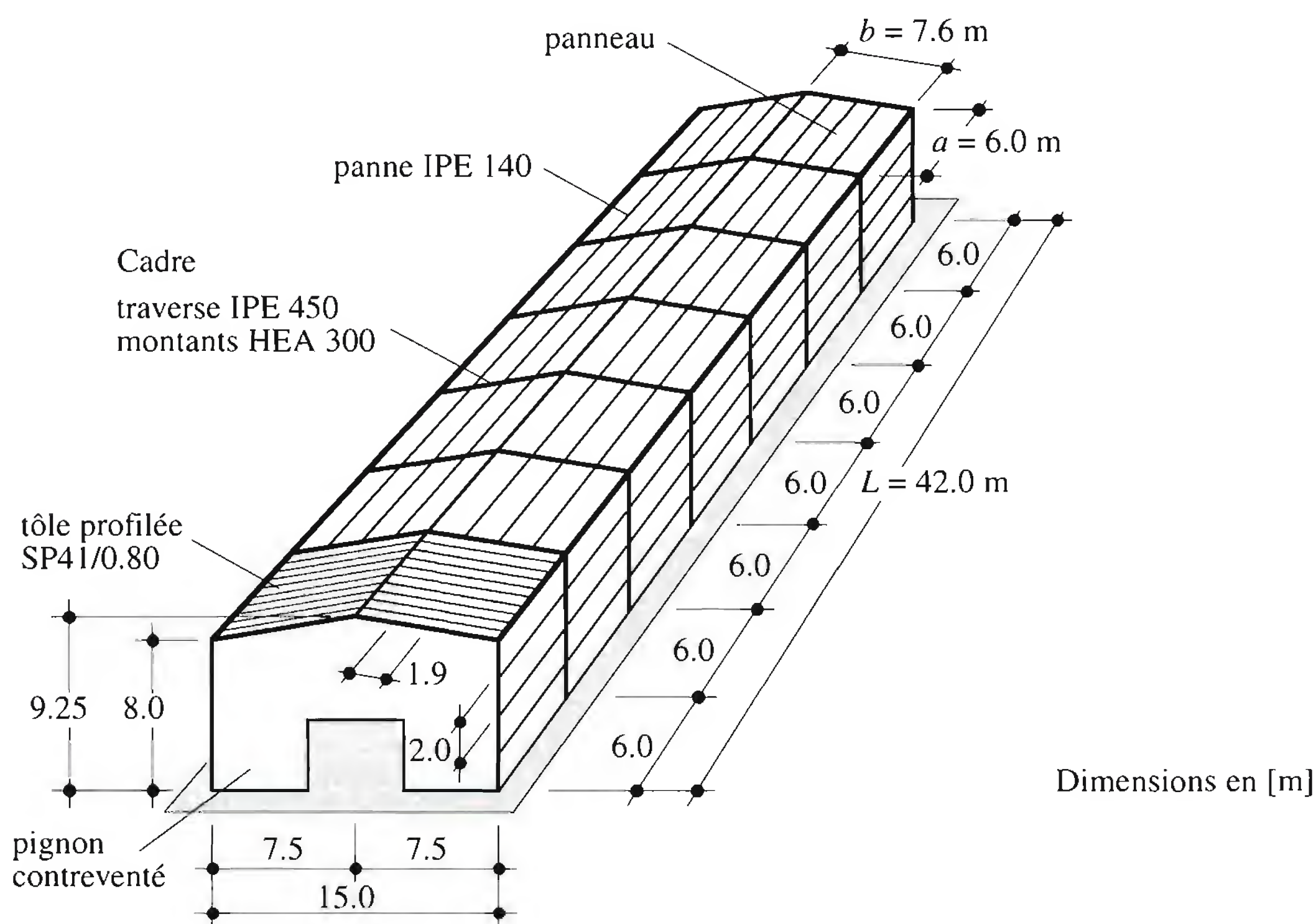


Fig. 14.32 Dimensions de la halle.

- Tôle profilée : Montana SP 41, ép. 0.80 mm (acier S280), $I_{yp} = 0.203 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}$
 Fixation tôle : Sur les pannes, une nervure sur deux (vis autoperceuse SFS SD 12 H15-5.5×32)
 Couture, rivet pop, $\phi 4.8 \text{ mm}$, $a_s = 300 \text{ mm}$
 Sur les pignons, 4 vis autoperceuses par connecteur, 4 connecteurs par pan.
 Fixation panne : Sur les traverses, deux boulons M16 acier 4.6
 La configuration du diaphragme correspond à celle de la figure 14.17(aII).

Caractéristiques d'un panneau

- Caractéristiques géométriques et mécaniques du panneau $a \times b$

a	$= 6000 \text{ mm}$	h_p	$= 41 \text{ mm}$	p	$= 387 \text{ mm}$
a_a	$= 1900 \text{ mm}$	n	$= 7$	s_{lp}	$= 0.15 \text{ mm}$
A	$= 1640 \text{ mm}^2$	n_b	$= 1$	s_{pr}	$= 0.60 \text{ mm}$
b	$= 7600 \text{ mm}$	n_f	$= 3$	s_s	$= 0.30 \text{ mm}$
b_{sup}	$= 120.5 \text{ mm}$	n_{nerv}	$= 4$	t_n	$= 0.76 \text{ mm}$
d	$= 193.5 \text{ mm}$	n_p	$= 5$	u	$= 248 \text{ mm}$
d_{Bs}	$= 4.8 \text{ mm}$	$n_s = \left(\frac{a_a}{a_s} - 1 \right) (n_p - 1) = \left(\frac{1900}{300} - 1 \right) \cdot 4 = 20$			
E	$= 210 \text{ kN/mm}^2$	n_{sc}	$= 16$		
f_y	$= 280 \text{ Nmm}^2$	n_{sh}	$= 6000/774 = 8$		

- Coefficients (annexes A 14.1 à A 14.3)

$$\alpha_1 = 0.70 \quad \beta_1 = 1.0$$

$$\alpha_2 = 0.67 \quad \beta_2 = 1.0$$

$$\alpha_3 = 0.80 \quad \beta_3 = 1.0$$

$$\text{constante } K = 0.97 \quad (\theta = 22.5^\circ, b_{sup}/d = 0.62, h_p/d = 0.21)$$

- Résistance au cisaillement des fixations

- Résistance au cisaillement d'une attache tôle-panne:

La directive SZS B7 donne, pour une vis autoperceuse SFS SD 12 H15-5.5×32

$$V_{Rip} = 3.6 \text{ kN}$$

- Résistance au cisaillement d'une attache de couture:

$$V_{Rs} = 3.2 \sqrt{\frac{t_n}{d_{Bs}} f_{up} d_{Bs} t_n} = 3.2 \cdot \sqrt{\frac{0.76 \text{ mm}}{4.8 \text{ mm}} \cdot 0.37 \text{ kN/mm}^2 \cdot 4.8 \text{ mm} \cdot 0.76 \text{ mm}}$$

$$= 1.7 \text{ kN}$$

- Résistance au cisaillement d'une attache tôle-connecteur:

$$V_{Rsc} = V_{Rip} = 3.6 \text{ kN}$$

- Résistance au cisaillement d'une attache panne-traverse (cisaillement de deux boulons M16/4.6 dans la section de la tige):

$$V_{Rpr} = 2 \cdot 40 \text{ kN} = 80 \text{ kN}$$

- Résistance ultime du panneau d'extrémité

La résistance ultime est donnée par la plus petite des valeurs suivantes (tableau 14.19):

$$V_{R1} = n_s V_{Rs} + \frac{\beta_1}{\beta_3} n_p V_{Rip} = 20 \cdot 1.7 \text{ kN} + 1.0 \cdot 5 \cdot 3.6 \text{ kN} = 52.0 \text{ kN}$$

$$V_{R2} = n_{sc} V_{Rsc} = 16 \cdot 3.6 \text{ kN} = 57.6 \text{ kN}$$

$$V_{R5} = \frac{14.4}{b} D_x^{1/4} D_y^{3/4} (n_p - 1)^2 = \frac{14.4}{7600 \text{ mm}} \cdot (6.6 \cdot 10^3 \text{ Nmm})^{1/4} \cdot (42.33 \cdot 10^6 \text{ Nmm})^{3/4}$$

$$\cdot (5 - 1)^2 = 143.3 \cdot 10^3 \text{ N} = 143 \text{ kN}$$

$$\text{avec } D_x = \frac{E t_3^n d}{12(1 - \nu^2) u} = \frac{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot (0.76 \text{ mm})^3 \cdot 193.5 \text{ mm}}{12(1 - 0.3^2) 248 \text{ mm}}$$

$$= 6.6 \cdot 10^3 \text{ Nmm}$$

$$D_y = \frac{E I_y}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.039 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = \frac{193.5 \text{ mm}}{42.33 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}$$

$$I_y = I_{yp} \cdot \frac{774 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} \cdot \frac{1}{1} = 0.203 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot \frac{774 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} \cdot \frac{1}{4} = 0.039 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

- Flexibilité d'un panneau

La flexibilité d'un panneau est donnée par la somme des flexibilités de chacune des composantes

(tableau 14.20):

$$c_{1,1} = \frac{a d^{2.5} \alpha_1 K}{6000 \text{ mm} \cdot (193.5 \text{ mm})^{2.5} \cdot 0.70 \cdot 0.97} = \frac{210 \text{ kN/mm}^2 \cdot (0.76 \text{ mm})^{2.5} \cdot (7600 \text{ mm})^2}{0.346 \text{ mm/kN}}$$

$$c_{1,2} = \frac{E t_n b}{2 a \alpha_2 (1 + \nu) \left(1 + 2 \frac{h_p}{d}\right)} = \frac{210 \text{ kN/mm} \cdot 0.67 \cdot (1 + 0.3) \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{41 \text{ mm}}{193.5 \text{ mm}}\right)}{210 \text{ kN/mm} \cdot 0.76 \text{ mm} \cdot 7600 \text{ mm}}$$

$$c_{2,1} = \frac{2 a s_{ip} p \alpha_3}{2 \cdot 6000 \text{ mm} \cdot 0.15 \text{ mm} \cdot 387 \text{ mm} \cdot 0.80} = \frac{0.012 \text{ mm/kN}}{0.010 \text{ mm/kN}}$$

$$c_{2.2} = \frac{2 s_s s_{tp} (n_{sh} - 1)}{2 n_s s_{tp} + \beta_1 n_p s_s} = \frac{2 \cdot 0.30 \text{ mm} \cdot 0.15 \text{ mm} (8 - 1)}{2 \cdot 20 \cdot 0.15 \text{ mm} + 1.0 \cdot 5 \cdot 0.30 \text{ mm}} = 0.124 \text{ mm/kN}$$

$$c_{2.3} = \frac{4 (n - 1)}{n^2 n_p} \left(s_{pr} + \frac{s_{tp}}{\beta_2} \right) = \frac{4 \cdot (7 - 1)}{7^2 \cdot 5} \left(0.60 \text{ mm} + \frac{0.15 \text{ mm}}{1.0} \right) = 0.073 \text{ mm/kN}$$

$$c_3 = \frac{n^2 a^3 \alpha_3}{4.8 E A b^2} = \frac{7^2 \cdot (6000 \text{ mm})^3 \cdot 0.80}{4.8 \cdot 210 \text{ kN/mm}^2 \cdot 1640 \text{ mm}^2 \cdot (7600 \text{ mm})^2} = 0.089 \text{ mm/kN}$$

$$c = 0.346 + 0.012 + 0.010 + 0.124 + 0.073 + 0.089 = 0.654 \text{ mm/kN}$$

Calcul élastique du cadre contreventé par la tôle

- Efforts intérieurs du cadre métallique non contreventé

On trouve à la figure 11.39 la répartition des moments de flexion, des efforts normaux et des efforts tranchants du cadre pour les charges non pondérées, déterminée selon un calcul élastique de premier ordre.

- Flexibilité d'un panneau

Dans la direction horizontale, elle est donnée par :

$$c_h = \frac{c}{\cos^2 \beta} = \frac{0.654 \text{ mm/kN}}{\cos^2 9.5^\circ} = 0.672 \text{ mm/kN}$$

- Cas des charges verticales (situation de risque n° 2):

La flexibilité horizontale k_{cde} (fig. 14.24(b)) du cadre seul vaut :

$$k_{cde} = 0.064 \text{ mm/kN}$$

La flexibilité relative du cadre contreventé est donnée par :

$$r_e = \frac{c_h}{k_{cde}} = \frac{0.672 \text{ mm/kN}}{0.064 \text{ mm/kN}} = 10.5$$

Cette valeur, très grande, montre que la pente de la traverse brisée est trop faible pour conduire à une réduction des efforts dans les cadres.

- Cas de la charge horizontale q_w (situation de risque n° 4):

La flexibilité horizontale k_{cdl} (fig. 14.24(a)) du cadre seul vaut :

$$k_{cdl} = 3.54 \text{ mm/kN}$$

La flexibilité relative du cadre contreventé vaut donc :

$$r_l = \frac{c_h}{k_{cdl}} = \frac{0.672 \text{ mm/kN}}{3.54 \text{ mm/kN}} = 0.19$$

- Facteurs de réduction :

Pour une halle comportant 8 cadres (avec les pignons), les facteurs à appliquer aux cadres intermédiaires (efforts et déplacements horizontaux) sont les suivants (tableau 7.1 des Recommandations européennes CECM N° 88):

$$\text{cadres 2 et 7} : \eta = 0.310$$

$$\text{cadres 3 et 6} : \eta = 0.488$$

$$\text{cadres 4 et 5} : \eta = 0.570$$

- Efforts repris par les cadres (fig. 14.33)

Les forces horizontales sur les montants du cadre dues au vent transversal (fig. 11.36) peuvent être remplacées, pour simplifier, par des forces ponctuelles Q_w s'appliquant à l'angle de chaque cadre :

$$Q_{w,r} = q_{w,r} \frac{h}{2} = 6.0 \text{ kN/m} \cdot \frac{8.0 \text{ m}}{2} = 24.0 \text{ kN}$$

dont la composante dans le plan de la tôle vaut :

$$\frac{Q_{w,r}}{\cos \beta} = \frac{24.0 \text{ kN}}{\cos 9.5^\circ} = 24.3 \text{ kN}$$

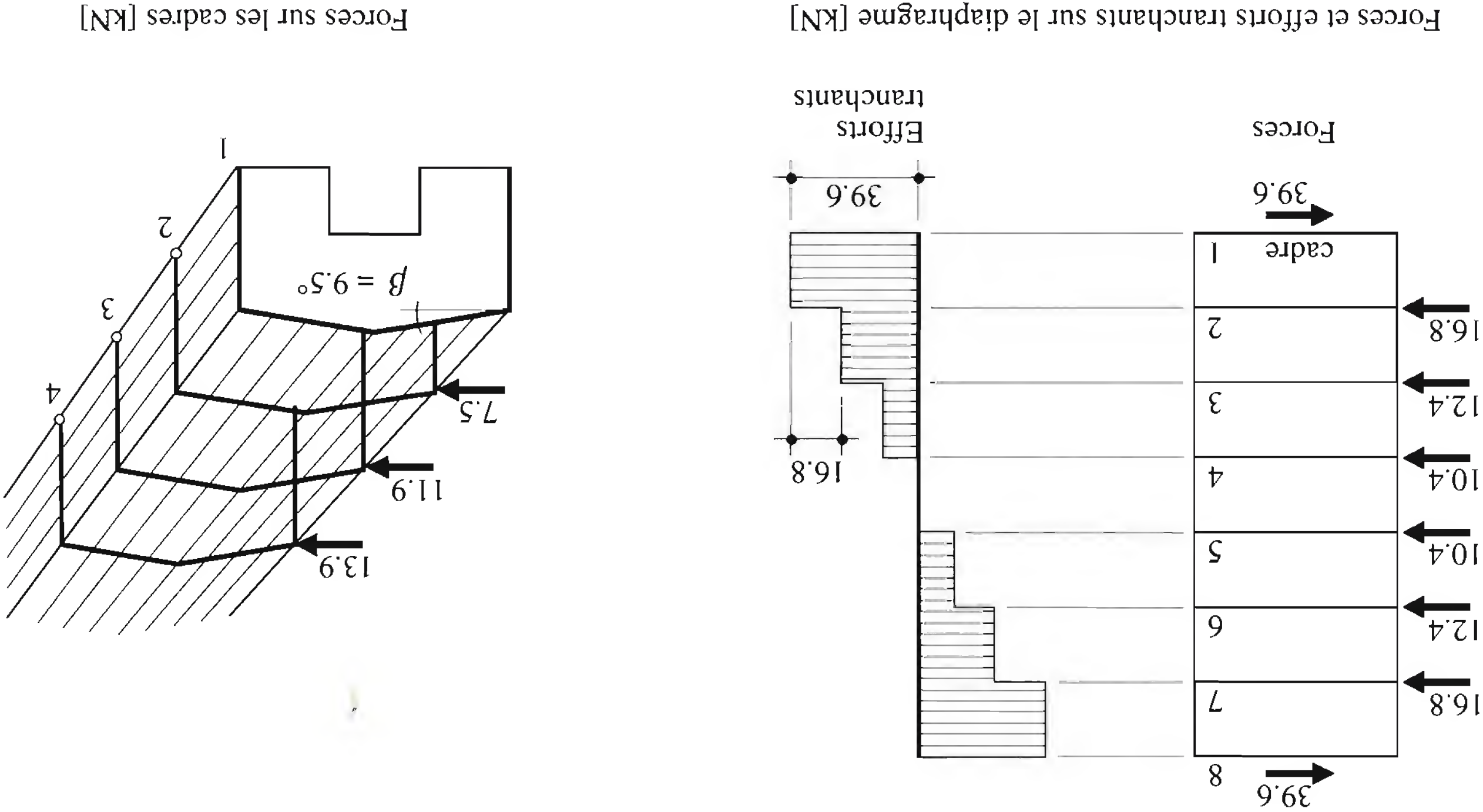


Fig. 14.33 Forces et efforts sur le diaphragme et sur les cadres.

cadres 2 et 7 : $(H-R)_{2,7} = 0.310 \cdot 24.3 \text{ kN} = 7.5 \text{ kN}$
cadres 3 et 6 : $(H-R)_{3,6} = 0.488 \cdot 24.3 \text{ kN} = 11.9 \text{ kN}$
cadres 4 et 5 : $(H-R)_{4,5} = 0.570 \cdot 24.3 \text{ kN} = 13.9 \text{ kN}$

- Efforts repris par le diaphragme (fig. 14.33)
On admet que le diaphragme est constitué de deux parties (les deux pans de la toiture) dont chacune résiste à la moitié des forces horizontales.
cadres 2 et 7 : $R_{2,7} = (1 - 0.310) \cdot 24.3 \text{ kN} = 16.8 \text{ kN}$
cadres 3 et 6 : $R_{3,6} = (1 - 0.488) \cdot 24.3 \text{ kN} = 12.4 \text{ kN}$
cadres 4 et 5 : $R_{4,5} = (1 - 0.570) \cdot 24.3 \text{ kN} = 10.4 \text{ kN}$
$$V_{w,r} = \frac{\sum Q_{w,r}}{2} = 39.6 \text{ kN}$$

Sécurité structurale des cadres

Les efforts sur les cadres en interaction avec la tôle profilée étant plus petits que les efforts sans interaction, la sécurité structurale des cadres, vérifiée aux paragraphes 12.7.1 et 12.7.2, est assurée.

Aptitude au service des cadres

La flèche horizontale des cadres centraux 4 et 5, qui était de 65 mm sans contreventement (§ 12.7.2),

devient:

$$\Delta = 0.570 \cdot 65 \text{ mm} = 37 \text{ mm} < \frac{150}{h} = 53 \text{ mm}$$

Sécurité structurale du diaphragme

- Résistance au cisaillement du diaphragme
– Résistance ultime:

$$V_{Rp} = 2 \min [V_{R1}, V_{R2}, V_{R5}] = 2 V_{R1} = 2 \cdot 52.0 \text{ kN} = 104.0 \text{ kN}$$

- Vérification:

$$\gamma_Q V_{w,r} = 1.5 \cdot 39.6 \text{ kN} = 59.4 \text{ kN} \leq \frac{V_{Rp}}{\gamma_R} = \frac{104.0 \text{ kN}}{1.1} = 94.5 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

- Introduction des forces Q_w

- Sollicitation:

$$Q_{w,r} = 16.8 \text{ kN}$$

- Résistance ultime:

$$V_{Rp} = 2 \min [V_{R3}, V_{R4}]$$

$$V_{R3} = \beta_2 n_p V_{Rlp} = 1.0 \cdot 5 \cdot 3.6 \text{ kN} = 18.0 \text{ kN}$$

$$V_{R4} = n_p V_{Rpr} = 5 \cdot 80 \text{ kN} = 400 \text{ kN}$$

La résistance V_{R3} est déterminante.

- Vérification:

$$\gamma_Q Q_{w,r} = 1.5 \cdot 16.8 \text{ kN} = 25.2 \text{ kN} \leq \frac{V_{R3}}{\gamma_R} = \frac{2 \cdot 18.0 \text{ kN}}{1.1} = 32.7 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

- Modes de ruine à exclure

- Fixation tôle-panne:

$$V_{Rp} = 52.0 \text{ kN} \leq 0.6 \frac{b V_{Rlp}}{p \alpha_3} = 0.6 \cdot \frac{7600 \text{ mm} \cdot 3.6 \text{ kN}}{387 \text{ mm} \cdot 0.80} = 53.0 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

- Ruine par distorsion de la tôle:

$$V_{Rp} = 52.0 \text{ kN} \leq 0.9 \frac{t_n^{1.5} b f_{yp}}{d^{0.5}} = 0.9 \cdot \frac{(0.76 \text{ mm})^{1.5} \cdot 7600 \text{ mm} \cdot 0.37 \text{ kN/mm}^2}{(193.5 \text{ mm})^{0.5}} = 121 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

- Vérification des pannes de bord

Les pannes de bord sont sollicitées par un effort normal dû à l'effet diaphragme. Cet effort vaut:

$$N_{w,r} = \frac{(Q_{w,r}/a) L^2}{8 b} \alpha^3 = \frac{(24.3 \text{ kN}/6.0 \text{ m}) \cdot (42.0 \text{ m})^2}{8 \cdot 7.6 \text{ m}} \cdot 0.80^3 = 60.2 \text{ kN}$$

Cet effort normal, de compression ou de traction, doit être combiné avec l'effort de flexion dû aux charges verticales agissant sur la panne de bord. Cette vérification n'est pas effectuée dans cet exemple.

Références

- [14.1] DUBAS, P. und GEHRI, E. *Stahlhochbau*. Springer-Verlag, Berlin, 1988.
- [14.2] ECCS/CECM/EKS, *European Recommendations for the Application of Metal Sheeting acting as a Diaphragm*, European Convention for Constructional Steelwork, Publication N° 88, Brussel, 1995.
- [14.3] LAWSON, R. M. et CRISINEL, M. *Stabilisation des poutres en double té par les tôles profilées. Méthode de calcul simplifiée pour les cas courants*. Construction métallique N° 3 (1983), Puteaux, France, 1983, pp. 3-11.
- [14.4] LAWSON, R. M. and NETHERCOT, D. A. *Lateral stability of I-beams restrained by profiled sheeting*. The Structural Engineer, vol. 63B, N° 1/March 1985, pp. 1-7.

Annexes

A 14.1 Coefficients α tenant compte de l'effet des pannes intermédiaires

Nombre total de pannes n_p sur la largeur b	α_1	α_2	α_3
2	1.00	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00
4	0.85	0.75	0.90
5	0.70	0.67	0.80
6	0.60	0.55	0.71
7	0.60	0.50	0.64
8	0.60	0.44	0.58
9	0.60	0.40	0.53
10	0.60	0.36	0.49
11	0.60	0.33	0.45
12	0.60	0.30	0.42
13	0.60	0.29	0.39
14	0.60	0.27	0.37
15	0.60	0.25	0.35
16	0.60	0.23	0.33
17	0.60	0.22	0.31
18	0.60	0.21	0.30
19	0.60	0.20	0.28
20	0.60	0.19	0.27

A 14.2 Coefficients β tenant compte du nombre d'attaches tôle-panne par largeur utile de plaque

Nombre total n_f d'attaches par largeur utile de plaque	Coefficient β_1		Coefficient β_2	Coefficient β_3	
	Recouvrement des tôles en sommet d'onde	Recouvrement des tôles en plage		Recouvrement des tôles en sommet d'onde	Recouvrement des tôles en plage
2	0.13	1.00	1.00	0.50	1.00
3	0.30	1.00	1.00	0.67	1.00
4	0.44	1.04	1.11	0.75	1.00
5	0.58	1.13	1.25	0.80	1.00
6	0.71	1.22	1.40	0.83	1.00
7	0.84	1.33	1.56	0.86	1.00
8	0.97	1.45	1.71	0.88	1.00
9	1.10	1.56	1.88	0.89	1.00
10	1.23	1.68	2.04	0.90	1.00

A 14.3 Constante *K* du profil tenant compte du mode de fixation de la tôle

Tableau A 14.3.1 Valeurs de *K* pour tôle fixée dans toutes les nervures.

θ	$\frac{b_{sup}}{h_p} / d$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
10°	0.1	0.016	0.031	0.040	0.042	0.042	0.048	0.065	0.111	0.221
	0.2	0.056	0.101	0.123	0.125	0.123	0.139	0.200	0.366	0.873
	0.3	0.125	0.204	0.238	0.233	0.226	0.264	0.402	0.786	
	0.4	0.222	0.338	0.375	0.356	0.345	0.418	0.689	1.445	
	0.5	0.349	0.494	0.526	0.486	0.473	0.605	1.082	2.428	
	0.6	0.502	0.668	0.682	0.615	0.608	0.837	1.607		
	0.7	0.677	0.851	0.834	0.736	0.752	1.128	2.308		
	0.8	0.869	1.035	0.975	0.844	0.907	1.494	3.200		
20°	0.1	0.018	0.032	0.039	0.039	0.039	0.046	0.066	0.111	0.276
	0.2	0.068	0.101	0.111	0.106	0.104	0.131	0.221	0.452	
	0.3	0.148	0.193	0.194	0.174	0.177	0.255	0.492		
	0.4	0.249	0.289	0.267	0.230	0.259	0.444	0.931		
	0.5	0.356	0.372	0.315	0.270	0.364	0.725			
	0.6	0.448	0.420	0.326	0.303	0.512				
	0.7	0.509	0.423	0.301	0.346					
	0.8	0.521	0.372	0.259	0.413					
30°	0.1	0.020	0.032	0.037	0.036	0.036	0.044	0.070	0.133	
	0.2	0.075	0.095	0.094	0.084	0.087	0.132	0.256		
	0.3	0.148	0.157	0.135	0.116	0.152	0.291			
	0.4	0.208	0.186	0.139	0.139	0.253				
	0.5	0.226	0.161	0.112	0.176					
	0.6	0.180	0.089	0.093						
	0.7	0.077								

15 Voies de roulement de ponts roulants



Voie de roulement pour semi-portique bipoutre

La voie est constituée d'une poutre de roulement reposant sur des poteaux et stabilisée longitudinalement par un contreventement en croix de St-André.

Photo Jean Mülhauser, Fribourg

15.1 Introduction

15.1.1 Engins de manutention

La manutention d'objets lourds dans une halle industrielle nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux dits engins de manutention ou de levage. Parmi les plus courants (fig. 15.1), mentionnons :

- les ponts roulants, monopoutre et bipoutre,
- le palan monorail,
- la grue console roulante,
- la grue console pivotante,
- la grue portique.

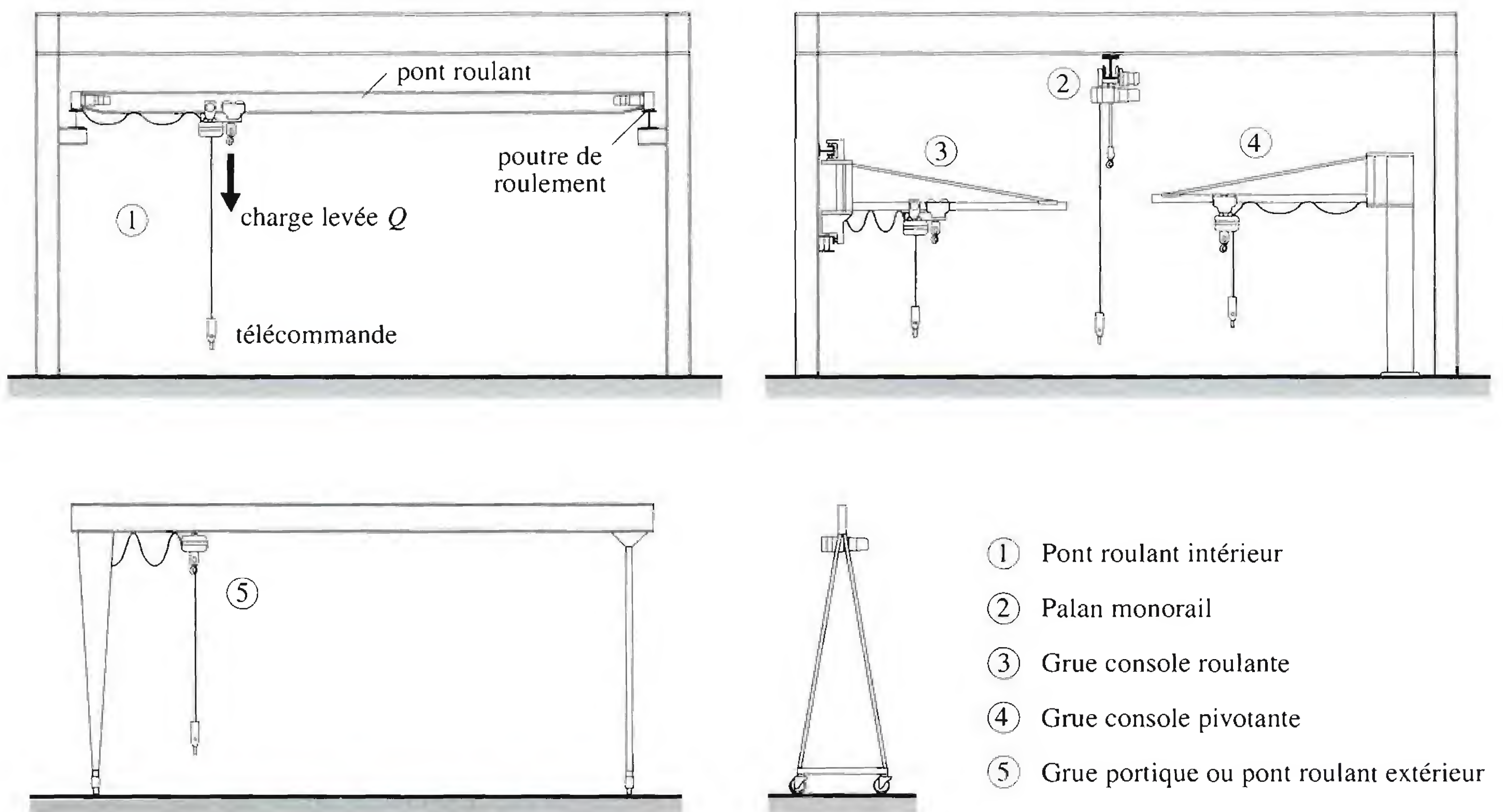


Fig. 15.1 Exemples d'engins de manutention.

La figure 15.2 montre les surfaces balayées par les divers engins sur une aire de travail d'une halle industrielle (surfaces d'action). Dans ce chapitre, nous nous limiterons à l'étude des voies de roulement destinées aux engins qui en nécessitent (les ponts roulants), le calcul et le dimensionnement des engins de levage eux-mêmes étant du ressort du fabricant spécialisé. Après avoir défini quelques exemples de ponts roulants de façon à pouvoir procéder à leur classement, nous examinerons quelques détails de construction relatifs aux poutres de roulement (sect. 15.2). Nous décrirons ensuite le cheminement de la charge et des forces dues au pont roulant (sect. 15.3), ce qui nous permettra de procéder aux vérifications de l'aptitude au service (traitée en premier lieu car le choix des dimensions de la voie est souvent déterminé par les critères de déformations) et de la sécurité structurale (sect. 14.4 et 15.5).

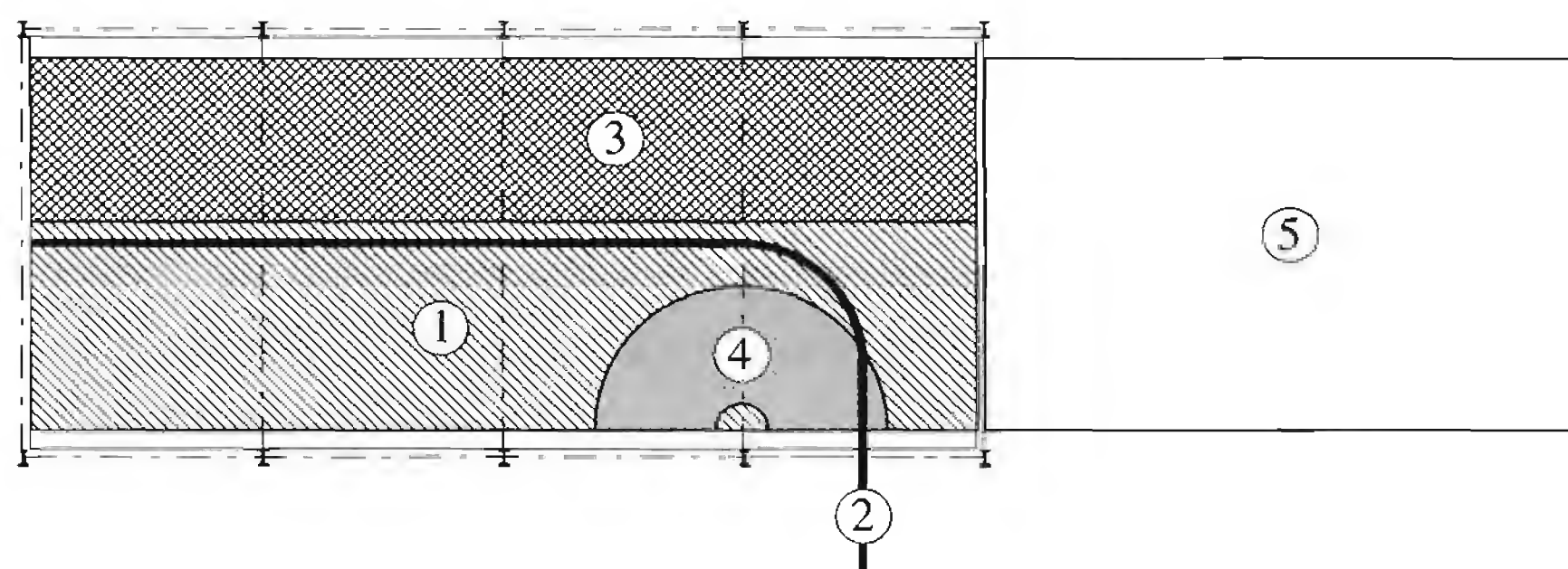


Fig. 15.2 Surfaces d'action de divers engins de levage.

Nous traiterons enfin des effets de la fatigue à prendre en compte au stade de la conception et lors du dimensionnement (sect. 15.6). La section 15.7 traite un exemple complet de dimensionnement et vérification d'une poutre de roulement.

15.1.2 Ponts roulants

Un **pont roulant**, dont un exemple est donné à la figure 15.3, est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge. Si le pont est constitué d'une seule poutre, on parle de pont roulant *monopoutre*. Dans les autres cas, on a affaire à un pont *bipoutre* ou *multipoutre*.

La **voie de roulement** est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée d'une ou deux poutres de roulement et ses supports. Habituellement, la voie est constituée de deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant. Ce dernier peut également être suspendu aux poutres. On parle alors de pont roulant *suspendu*. Si le treuil est suspendu directement à une poutre de roulement, on parle de pont *monorail*.

La **poutre de roulement** est l'élément porteur longitudinal de la voie (profilé laminé, poutre composée à âme pleine, poutre à treillis). Le pont roulant standard circule *sur* la poutre de roulement, munie alors d'un rail spécial. Le pont roulant suspendu ou le monorail circule directement sur les ailes inférieures de la poutre de roulement. Les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par des poteaux indépendants ou par des corbeaux fixés sur les poteaux de la halle.

Les éléments mobiles (crochet, chariot, pont) d'un engin de manutention permettent d'effectuer simultanément trois genres de mouvements :

- levage : mouvement vertical de la charge levée,
- direction : mouvement du chariot transversal à la halle,
- translation : mouvement du pont roulant longitudinal à la halle.

La figure 15.3 montre l'exemple d'un pont roulant de type bipoutre. Les deux poutres du pont sont constituées de caissons raidis intérieurement par des diaphragmes. La portée des ponts roulants peut atteindre 40 m et la charge levée maximale au crochet, normalement située entre 50 et 320 kN pour les ponts standard, peut s'élever jusqu'à 3000 kN.

A titre d'exemple également, nous résumons dans le tableau 15.4 les caractéristiques moyennes des ponts roulants usuels de type bipoutre pour différentes portées et charges nominales levées Q_{nom} .

Tableau 15.4 Caractéristiques moyennes des ponts roulants usuels de type bipoutre.

Charge	Portée		Dimensions				Course du crochet	Vitesses de levage ¹⁾	Charges sur un galet ²⁾	
Q_{nom}	s	g_{min}	e_{min}	b	x	a		v_v	$Q_{r,max}$	$Q_{r,min}$
[kN]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[m/min]	[kN]	[kN]
50	10	-20	700	200/300	1320	2300	6000	5/0.8	36.70	8.45
	12	-20			1320	2300			38.75	9.95
	15	-20			1320	2800			43.90	14.50
	18	-60			1360	3300			48.25	18.50
	20	-60			1360	3300			45.45	15.55
	25	-120			1420	4000			51.90	21.65
	30	-120			1420	4800			59.60	29.10
80	10	5	700	200/300	1360	2300	6000	5/0.8	52.85	10.80
	12	5			1360	2300			55.90	13.00
	15	5			1360	2800			61.00	17.05
	18	5			1360	3300			64.80	20.45
	20	5			1360	3300			65.60	18.40
	25	-115			1480	4000			69.10	23.90
	30	-115			1480	4800			77.10	31.60
100	10	5	700	200/300	1360	2300	6000	4/0.6	64.10	11.95
	12	5			1360	2300			66.85	13.60
	15	5			1360	2800			73.40	18.75
	18	5			1480	3300			77.10	21.90
	20	5			1480	3300			73.70	18.20
	25	-115			1480	4000			81.45	25.30
	30	-115			1480	4800			89.70	33.15
125	10	190	885	200/300	1490	2300	6000	5/0.8	78.50	13.80
	12	190			1490	2300			81.80	15.60
	15	190			1490	2800			88.60	20.50
	18	190			1490	3300			92.50	23.80
	20	80			1600	3300			88.50	19.30
	25	80			1600	4000			96.60	26.45
	30	80			1600	4800			105.80	35.10
160	10	80	900	200/300	1600	2300	6000	4/0.6	102.80	18.15
	12	80			1600	2300			108.10	20.95
	15	80			1600	2800			117.70	27.25
	18	80			1600	3300			111.60	19.85
	20	80			1600	3300			114.90	22.03
	25	80			1600	4000			124.50	29.40
	30	80			1600	4800			134.60	37.70
200	10	55	1050	200/300	1770	2300	6000	3.2/0.5	129.60	19.60
	12	55			1770	2300			131.80	21.70
	15	-55			1880	2800			132.85	19.05
	18	-55			1880	3300			136.50	21.25
	20	-55			1880	3300			140.70	24.30
	25	-55			1880	4000			151.00	32.15
	30	-55			1880	4800			163.60	42.80

Tableau 15.4 (suite).

Charge <i>Q_{nom}</i>	Portée <i>s</i>	<i>g_{min}</i>	Dimensions				Course du crochet	Vitesses de levage ¹⁾ <i>v_v</i>	Charges sur un galet ²⁾	
			<i>e_{min}</i>	<i>b</i>	<i>x</i>	<i>a</i>			<i>Q_{r,max}</i>	<i>Q_{r,min}</i>
[kN]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[m/min]	[kN]	[kN]
250	10	−50	1050	200/300	1880	3100	6000	5/0.5	151.95	24.95
	12	−50			1880	3100			157.40	26.50
	15	−50			1880	3100			159.05	22.95
	18	−50			1880	3300			164.05	26.15
	20	−50			1880	4000			167.85	28.35
	25	−50			1880	4000			179.10	36.50
	30	−50			1880	4800			190.45	45.45

Remarques

- 1) Levage principal / Levage de précision.
- 2) En général, la documentation distribuée par les constructeurs ou fournisseurs de ponts roulants ne donne que les réactions maximale et minimale agissant sur un seul galet; il est d’usage d’admettre que la même réaction agit sur l’autre galet, du même côté. Cet usage n’est plus acceptable lorsque le chariot n’est pas centré par rapport aux galets ou lorsqu’une des poutres d’un pont roulant bipoutre supporte une cabine.

- diamètre des galets,
- charges extrêmes des galets du pont roulant sur la poutre de roulement,
- type de rail nécessaire,
- longueur du pont hors tout,
- effort de tamponnement sur le butoir.

Les ponts roulants peuvent être intégrés dans des halles de fabrication, de montage ou dans des centrales de production d’énergie. Ils peuvent également circuler à l’air libre. Dans ce cas, la voie de roulement et ses supports constituent une structure porteuse indépendante de la halle.

15.1.3 Classification des ponts roulants

Les ponts roulants sont classés selon deux critères : l’état de chargement et la fréquence d’utilisation (voir norme SIA 160 et sect. 6.7 du présent volume). Cette classification a été établie par la Fédération Européenne de la Manutention (FEM) [15.1].

Le tableau 6.14 (SIA 160, tabl. 23) définit les classes Q1 à Q4 (de la moins chargée à la plus chargée) en fonction de l’état de chargement du pont roulant. Ces états de chargement servent à préciser dans quelle mesure le pont roulant est utilisé à sa charge maximale ou à des charges plus faibles.

Le tableau 6.15 (SIA 160, tabl. 24) montre la désignation des classes U0 à U9 (de la moins utilisée à la plus utilisée) en fonction de la fréquence d’utilisation, c’est-à-dire de la durée effective de fonctionnement pendant la durée d’exploitation. De plus, le nombre de cycles de levage prévisible pendant cette durée, donc à considérer pour la vérification à la fatigue, y figure également.

Le tableau 15.5 donne quelques exemples de classification de ponts roulants les plus couramment utilisés par combinaison de l’état de chargement et de la fréquence d’utilisation.

Tableau 15.5 Exemples de classification.

Description du pont roulant	Etat de chargement	Fréquence d'utilisation
Pont roulant de centrale	Q1 à Q2	U0 à U2
Pont roulant de montage et de démontage pour salle de machines	Q2 à Q3	U0 à U2
Pont roulant d'entrepôt	Q2 à Q3	U3 à U6
Pont roulant d'atelier (par exemple de construction métallique)	Q2 à Q3	U3 à U4
Pont roulant à grappin	Q4	U3 à U9
Pont roulant pour dépôt de ferraille ou pont roulant à électro-aimant	Q4	U3 à U6
Pont roulant de coulée et pont vireur de forge	Q4	U3 à U9
Portique à crochet	Q3 à Q4	U3 à U6
Portique à grappin	Q4	U3 à U9
Pont roulant pour conteneurs	Q3	U3 à U6

15.2 Détails de construction et tolérances

15.2.1 Rails de roulement

Les rails des ponts roulants équipant les poutres de roulement sont en général constitués par de simples fers plats ou alors par des profils spéciaux pour ponts roulants. La largeur minimale du rail et le type d'acier sont définis par le fabricant du pont roulant, notamment en fonction des réactions d'appui des galets. La forme du rail dépend de son système de fixation sur la poutre de roulement et de l'importance du pont roulant.

On peut distinguer trois types de rail selon le mode de fixation (fig. 15.6):

- le rail soudé,
- le rail boulonné (ou anciennement riveté),
- le rail pincé.

Rail en fer plat soudé

Ce type de rail (fig. 15.6(a)) est couramment utilisé pour les ponts roulants de classe (Q1 à Q3; U0 à U6). Le rail est formé d'un fer plat (désigné par KSN dans les tables SZS C5), généralement en acier

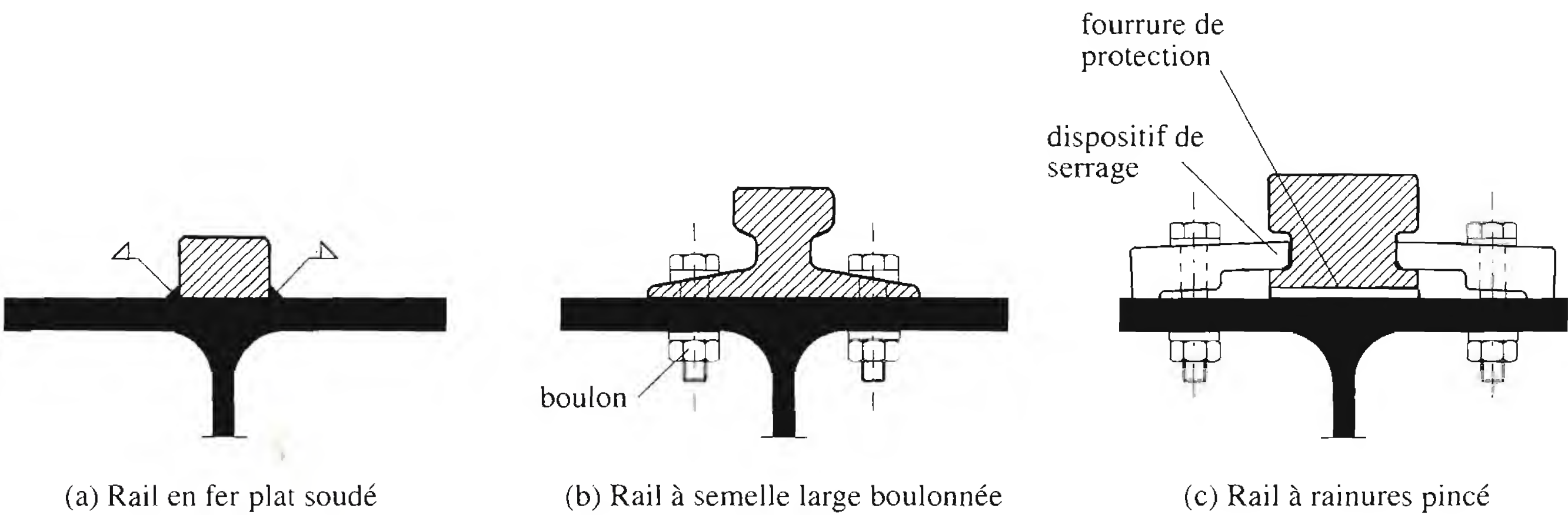


Fig. 15.6 Différents types de rails et leur fixation sur la poutre de roulement.

E295 (selon la norme EN 10 025 [15.2]), dont les dimensions $b \cdot h$ les plus courantes sont $50 \cdot 30$ mm et $60 \cdot 40$ mm. Les arêtes supérieures des fers plats sont chanfreinées ou arrondies. Ce rail rectangulaire est soudé sur la poutre de roulement au moyen de deux cordons d'angle continus ou, exceptionnellement et seulement pour des ponts roulants de type (U0, Q1), interrompus alternativement des deux côtés du rail.

Il est préférable d'avoir des soudures continues de chaque côté du rail rectangulaire afin de limiter le nombre de cratères d'extrémité des cordons qui sont des points faibles du point de vue de la fatigue (§ 15.6.3). De plus, le rail doit être bien centré sur l'âme du profilé (§ 15.2.3, tolérances). Il est également nécessaire de bien préparer la surface de contact entre le rail et la poutre de manière qu'il n'existe aucun espace entre les deux éléments. La présence d'un tel espace pourrait entraîner la rupture des cordons de soudure lors du passage des galets fortement chargés. Ce type de rail soudé participe à la résistance de la poutre de roulement (il faut toutefois tenir compte de l'usure par une réduction de l'épaisseur du rail).

Rail à semelle large boulonné

Ce type de rail (fig. 15.6(b)) est un profil spécial spécifique aux ponts roulants de classe U5 à U9 (désigné par KSA dans les tables SZS C5) en acier E295, E335 ou E360 (selon la norme EN 10 025) boulonné directement sur la semelle supérieure de la poutre de roulement. De tels rails sont surtout utilisés pour les ponts roulants fortement sollicités. L'avantage de la fixation par boulons réside dans la facilité de remplacer le rail usé. Par contre, la diminution de la section résistante de la poutre, due à la présence des trous de fixation, représente un des désavantages de cette solution. L'autre désavantage, à savoir le desserrage éventuel des boulons, peut être évité par l'emploi de boulons à haute résistance pré-contraints. Dans ce dernier cas, il est possible de tenir compte de la participation du rail à la résistance de la poutre de roulement (réduction d'épaisseur pour usure).

Rail pincé

Les rails pincés sur la poutre de roulement au moyen d'un dispositif de serrage sont des rails à patin ou des profils à rainures (fig. 15.6(c)). Il peut se produire des glissements longitudinaux entre le rail et la poutre. De ce fait, il est nécessaire de disposer entre ces deux éléments une fourrure pour protéger la poutre de roulement contre l'usure. Ce mode de fixation permet de changer le rail très facilement; en revanche, on doit tenir compte de la diminution de la section résistante de la poutre (trous de fixation des pinces) et on ne peut pas tenir compte du rail dans le calcul du moment d'inertie de la poutre de roulement.

15.2.2 Joints de poutres

Deux types de joints de poutres de roulement doivent être considérés:

- les joints de montage, avec éventuellement un changement de section,
- les joints de dilatation.

Les *joints de montage* des poutres de roulement en profilés laminés avec rails soudés en atelier sont réalisés par soudage bout à bout des ailes et de l'âme des profilés (fig. 15.7). Le rail, coupé à 45° , est interrompu en retrait de part et d'autre du joint de montage. Le tronçon de rail manquant est soudé après réalisation du joint de la poutre. Dans les joints avec changement de section de la poutre, la transition doit être effectuée de façon progressive par réduction de la section la plus grande, comme le montre l'exemple de la figure 15.7.

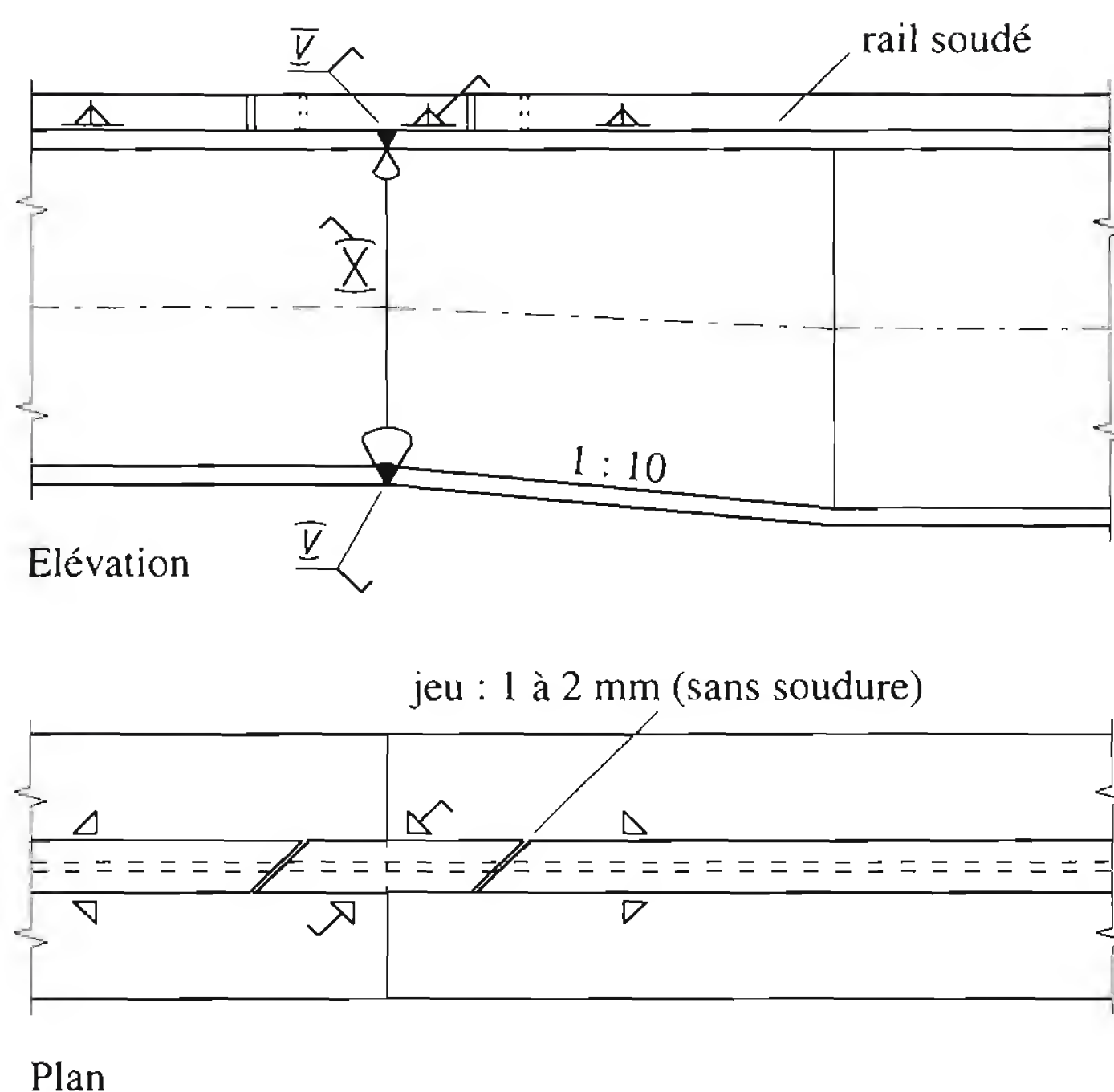


Fig. 15.7 Joint de montage d'une poutre de roulement à rail soudé avec changement de section.

Les *joints de dilatation* ont leur utilité dans le cas de ponts roulants équipant des halles de grande longueur. Le joint de la poutre de roulement est normalement situé au droit d'un appui, le joint du rail étant alors décalé par rapport au joint de la poutre. La figure 15.8 montre deux exemples de réalisation de joint de dilatation, l'un avec rail soudé et l'autre avec rail boulonné.

Le passage des galets au droit des joints de dilatation provoque une usure rapide des rails (chocs). La solution du rail boulonné permet de changer facilement les deux parties de rail situées de part et d'autre du joint de dilatation. Il faut encore remarquer que les âmes de ces rails sont renforcées au droit du joint de dilatation.

15.2.3 Tolérances

Pour assurer le bon fonctionnement du pont roulant, il est indispensable que des tolérances de construction (écarts acceptables) soient fixées. Le tableau 15.9, tiré de la norme SIA 161 (tab. 26), en donne les principales, relatives à l'excentricité, à la rectitude, à l'écartement, à la dénivellation et à l'horizontalité des rails, pour la construction des voies de roulement de ponts roulants courants.

15.3 Cheminement des charges

L'étude des actions dues à un pont roulant sur la voie de roulement [15.3] nécessite la décomposition du cheminement des charges à partir de leur point d'application jusqu'aux appuis de la poutre et aux fondations de la structure porteuse. A cet effet, le système statique doit être déterminé successivement pour les trois directions d'application des charges, à savoir :

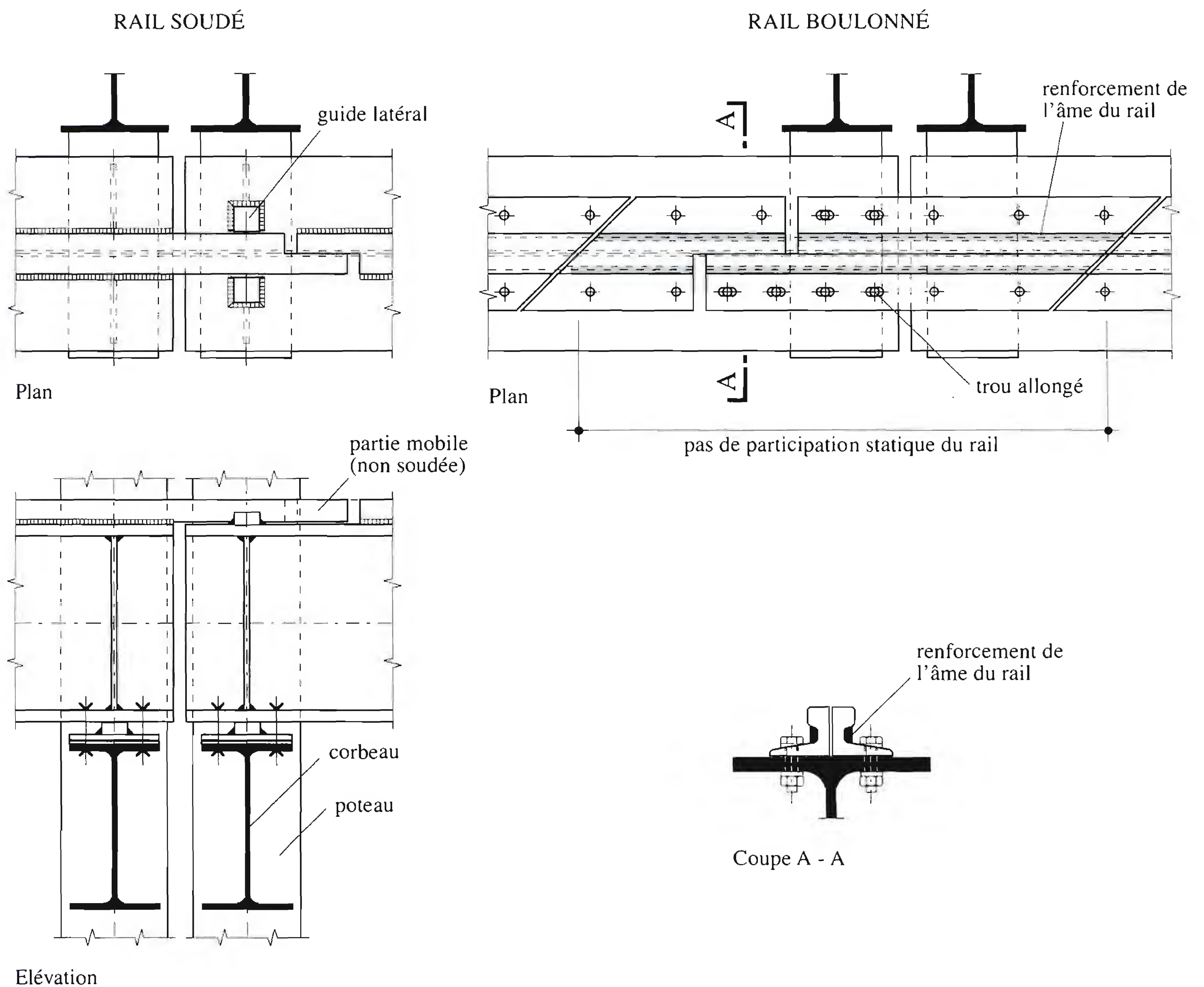
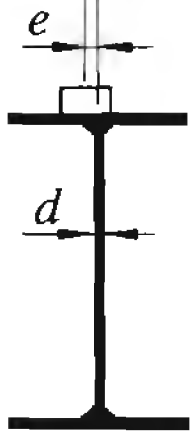
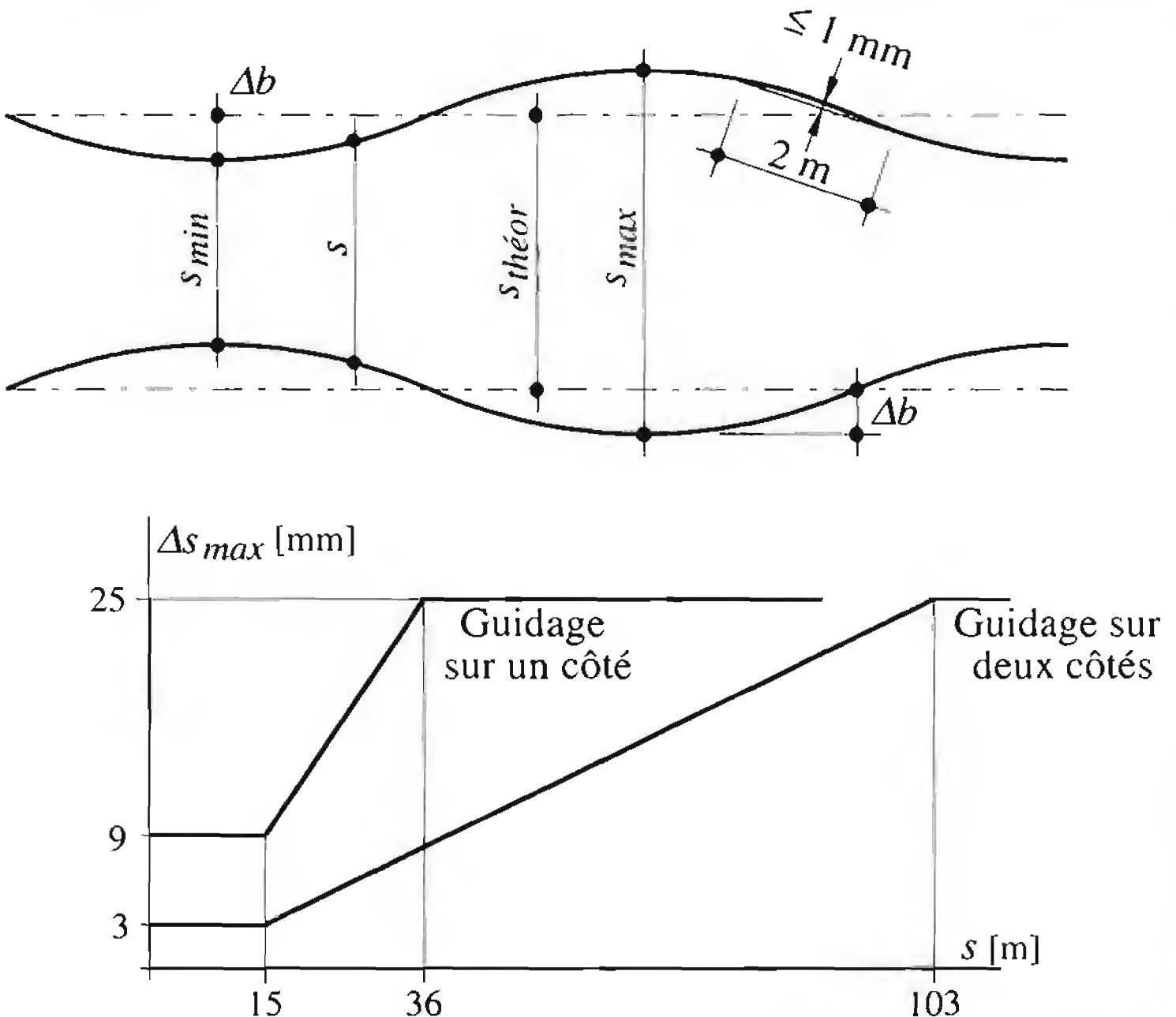
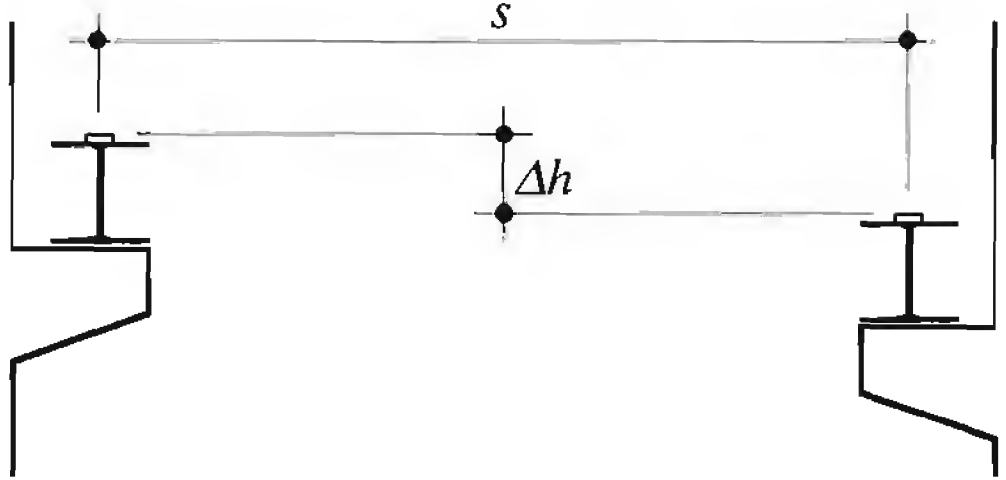
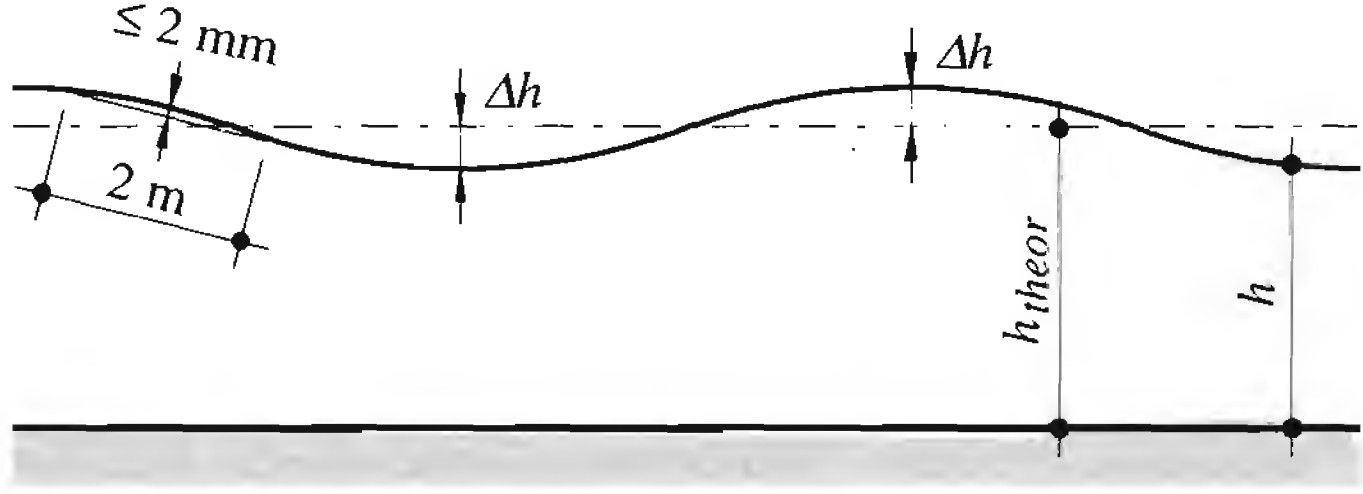


Fig. 15.8 Exemples de réalisation d'un joint de dilatation.

- verticalement,
- transversalement,
- longitudinalement.

Nous considérons dans cette section uniquement le cas d'un pont roulant circulant sur une voie de roulement intérieure à une halle et composée de deux poutres de roulement appuyées au droit des montants de cadre (sur des corbeaux ou des poteaux indépendants, avec d'éventuels poteaux intermédiaires en cas d'espacement des cadres trop important). Les autres cas de figure peuvent être traités par analogie. Une poutre de roulement étant une structure porteuse sollicitée dynamiquement et de façon répétée, la méthode de calcul élastique-élastique est généralement appliquée (calcul élastique des efforts intérieurs et calcul élastique de la résistance des sections). Les déformations sont bien sûr aussi calculées élastiquement.

Tableau 15.9 Tolérances de construction des voies de roulement de ponts roulants.

<p>(a) Excentricité du rail par rapport à l'axe théorique du plan de l'âme $e \leq d$</p>	
<p>(b) Excentricité horizontale du rail par rapport à son axe théorique $\Delta b \leq 10 \text{ mm}$</p> <p>(c) Rectitude horizontale du rail $\leq 1 \text{ mm sur } 2 \text{ m de longueur}$</p> <p>(d) Différence entre l'écartement réel des axes et l'écartement théorique figurant sur les plans $\Delta s = s - s_{theor} \leq \Delta s_{max}$</p>	 <p>The graph in (d) shows the maximum allowed difference Δs_{max} in mm as a function of the span s in meters. For single-side guidance (Guidage sur un côté), the tolerance is 9 mm for $s \leq 15$ m, increases linearly to 25 mm at $s = 36$ m, and remains constant at 25 mm for larger spans. For double-side guidance (Guidage sur deux côtés), the tolerance is 3 mm for $s \leq 15$ m, increases linearly to 25 mm at $s = 103$ m, and remains constant at 25 mm for larger spans.</p>
<p>(e) Dénivellation entre les deux rails de la voie (dans chaque section) $\Delta h \leq 10 \text{ mm}$</p>	
<p>(f) Dénivellation longitudinale d'un rail $\Delta h \leq 10 \text{ mm}$</p> <p>(g) Horizontalité d'un rail $\leq 2 \text{ mm sur } 2 \text{ m de longueur}$</p>	

15.3.1 Charges verticales

Le système statique d'une poutre de roulement est normalement la poutre continue. Etant donné que le pont roulant représente une charge mobile pouvant en principe occuper n'importe quelle position sur la poutre de roulement, les efforts intérieurs sollicitant une section sont obtenus par l'intermédiaire des lignes d'influence correspondantes. Nous donnons à la figure 15.10, à titre d'exemple, la ligne d'influence du moment de flexion au milieu de la deuxième travée d'une poutre continue. Les positions des charges qui donnent les sollicitations extrêmes sont également indiquées. Il convient de mettre en évidence que la position exacte de la section en travée où a lieu le moment maximal n'est pas connue a priori. Par ailleurs, l'importance de la valeur du moment minimal sera traitée lors de la vérification à la fatigue (sect. 15.6).

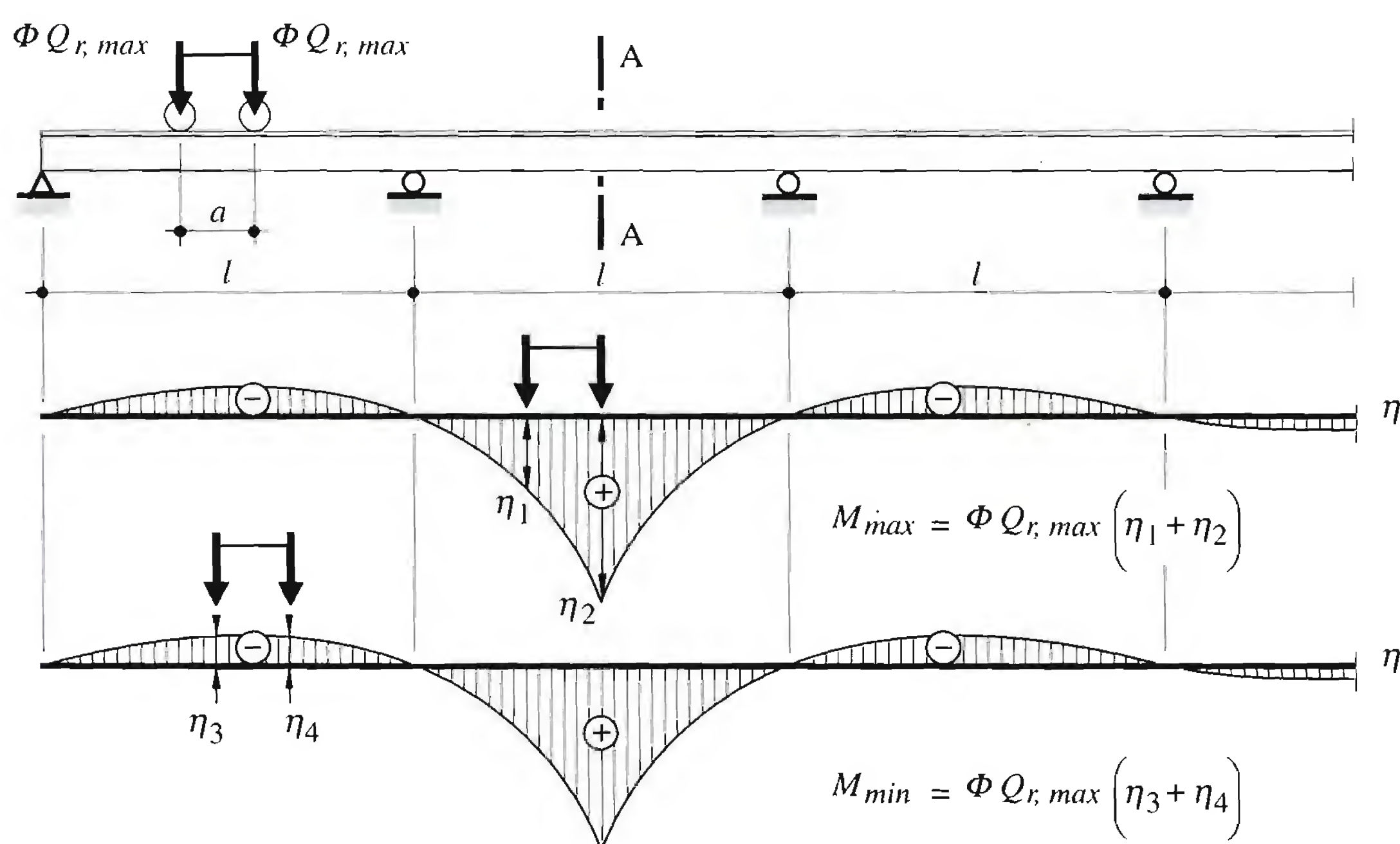


Fig. 15.10 Ligne d'influence du moment de flexion au milieu de la deuxième travée d'une poutre de roulement.

Pour éviter de faire appel à chaque fois à une ligne d'influence, les tables SZS C4.1 donnent des abaques de calcul pour une ou deux paires de charges (un ou deux ponts roulants sur la même poutre). Ces abaques fournissent les moments extrêmes dans la travée de rive, dans les travées intermédiaires et sur les deux premiers appuis intermédiaires d'une poutre continue; on y trouve également les réactions d'appui maximales sur les trois premiers appuis. Il est également possible d'obtenir la ligne d'influence et les efforts extrêmes à l'aide de logiciels de calcul.

Dans les cas courants, les poutres de roulement sont appuyées verticalement et horizontalement au droit de chaque poteau. Le cheminement des efforts transmis par cette poutre peut ensuite se faire soit par l'intermédiaire de l'ossature de la halle, soit par l'intermédiaire d'une structure porteuse indépendante.

Les réactions verticales de la poutre de roulement sont transmises directement aux fondations par l'intermédiaire de poteaux, indépendants ou non de ceux de la halle, comme le montrent les exemples de la figure 15.11. Dans le cas (a), la poutre de roulement est posée sur un *corbeau* encastré au montant du cadre. Dans le cas (b), le poteau de la poutre de roulement est indépendant de celui de la halle.

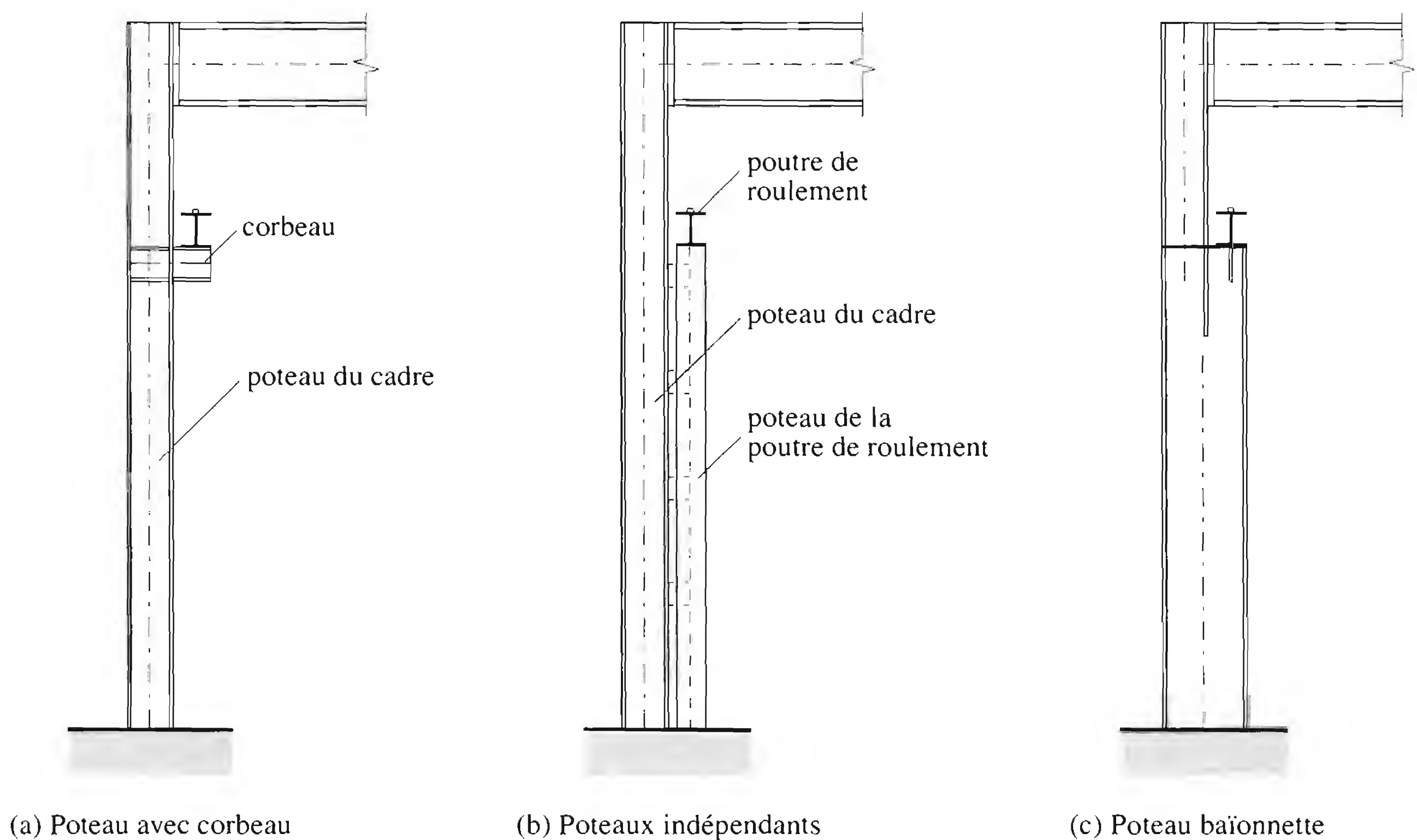


Fig. 15.11 Poteaux supportant une poutre de roulement.

Le cas (c) est une combinaison de deux poteaux, appelée poteau baïonnette. Les cas (b) et (c) conviennent particulièrement bien aux ponts roulants de forte capacité, le cheminement des efforts étant le plus direct.

Les réactions d'appui maximales de la poutre de roulement, compte tenu de la position la plus défavorable des charges de galet ($\Phi Q_{r,max}$), sont données dans les tables SZS C4.1; nous ne reviendrons pas sur l'utilisation de ces tables. Remarquons cependant que la réaction d'appui maximale a lieu sur le premier appui intermédiaire de la poutre continue, comme c'est aussi le cas sous l'effet d'une charge uniformément répartie. Nous renvoyons le lecteur au chapitre 12 pour l'étude des poteaux, en le rendant attentif au fait que les situations de risque doivent considérer les charges agissant sur la Halle (poids propre, neige, vent) et les charges agissant sur la voie de roulement.

L'appui des poutres de roulement sur des corbeaux, dont la figure 15.12 montre un exemple, est courant pour les ponts roulants de petite et moyenne capacité. Cet élément porteur en porte-à-faux doit être vérifié dans sa section la plus sollicitée, c'est-à-dire au droit de l'encastrement dans le poteau. Les efforts intérieurs à considérer sont un effort tranchant V égal à la réaction d'appui et un moment $M = Vb$, où b est l'excentricité de la poutre de roulement par rapport au nu du poteau. Si la condition d'introduction locale des forces l'exige, les âmes du corbeau, de la poutre de roulement et du poteau doivent être munies de raidisseurs.

Lors du montage de la voie de roulement, il est indispensable de prévoir des possibilités de réglage de la position des poutres sur les appuis, de façon que les tolérances de construction (écarts acceptables) soient respectées (§ 15.2.3) et que le bon fonctionnement du pont roulant soit assuré. Les moyens utilisés consistent souvent en fourrures pour le réglage vertical et le réglage transversal, et en trous allongés pour le réglage longitudinal.

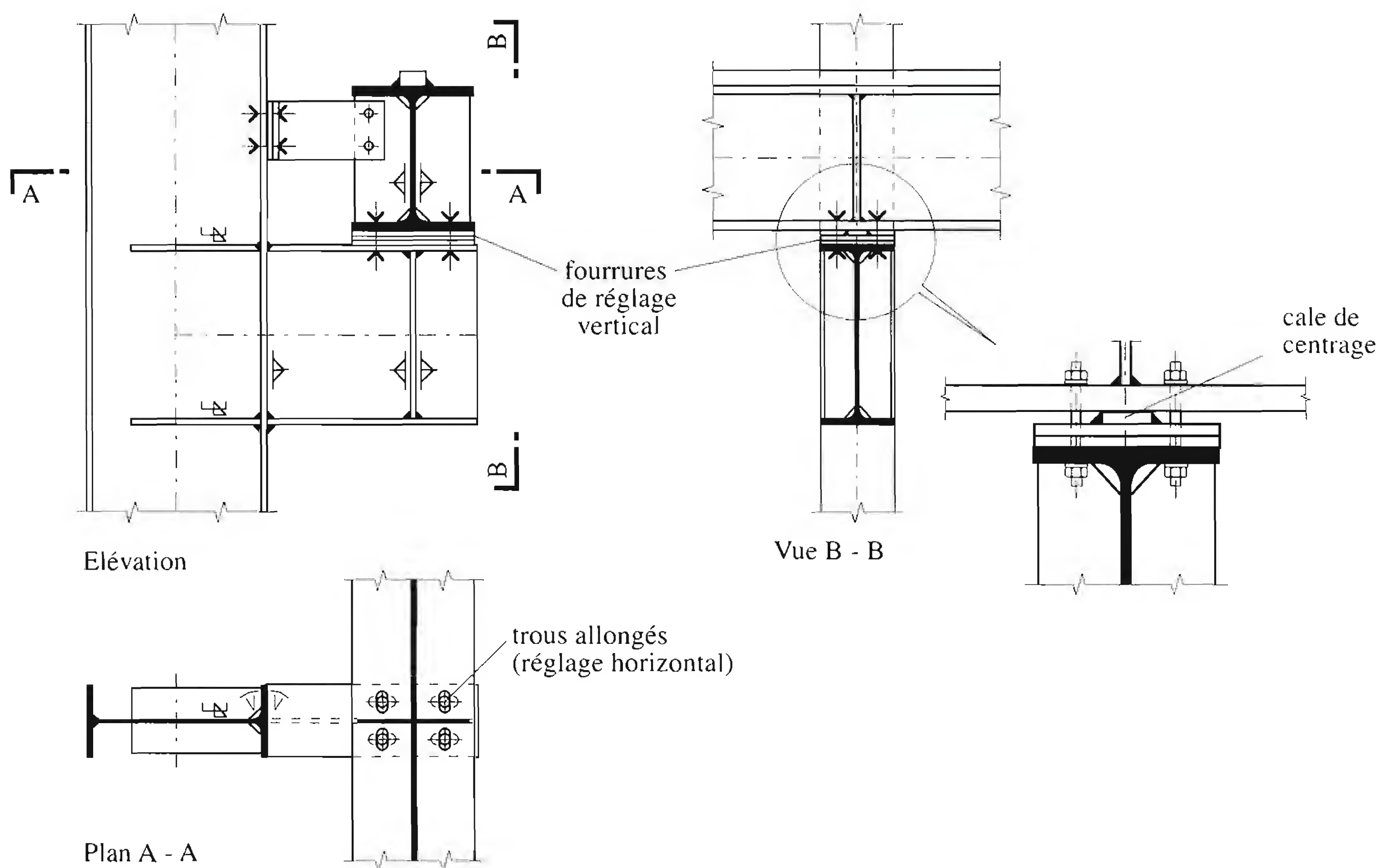


Fig. 15.12 Exemple de support vertical d'une poutre de roulement.

15.3.2 Forces transversales

Les forces transversales à la voie de roulement sont dues au freinage du chariot, au levage oblique de la charge, aux irrégularités de la voie de roulement et à la marche en crabe du pont roulant. Elles sont transmises à la poutre par les galets du pont roulant au travers du rail de roulement. Un tronçon de poutre de roulement et une partie de deux cadres de la halle sont représentés schématiquement à la figure 15.13(a), ainsi que le système statique horizontal de la poutre de roulement (fig. 15.13(b)). Sur la base de ce système, les réactions transversales sont déterminées de façon analogue aux réactions verticales, également à l'aide des tables SZS C4.1.

La réaction d'appui transversale agit sur la structure porteuse de la halle, dans laquelle elle engendre des efforts intérieurs et des déformations. Les efforts intérieurs doivent être combinés avec ceux dus aux autres charges agissant sur la halle, suivant la situation de risque considérée.

Comme pour tout autre force transversale appliquée sur un cadre, le cheminement des efforts jusqu'aux fondations peut se faire directement par le cadre, ou par l'intermédiaire d'un contreventement transversal. La figure 15.13(c) donne pour chacun de ces cas un exemple de système statique approprié.

Le système d'appui pour les forces transversales mérite d'être soigneusement étudié. En effet, étant donné que QT agit au niveau du rail, la poutre de roulement doit être appuyée au niveau de l'aile supérieure. A la figure 15.14, nous montrons quelques possibilités de réaliser l'attache de l'aile supérieure de la poutre de roulement au poteau. Signalons que toute solution avec soudure sur l'aile de la poutre de roulement crée un détail très défavorable du point de vue de la fatigue, et ceci dans une zone de forte sollicitation (§ 15.6.3).

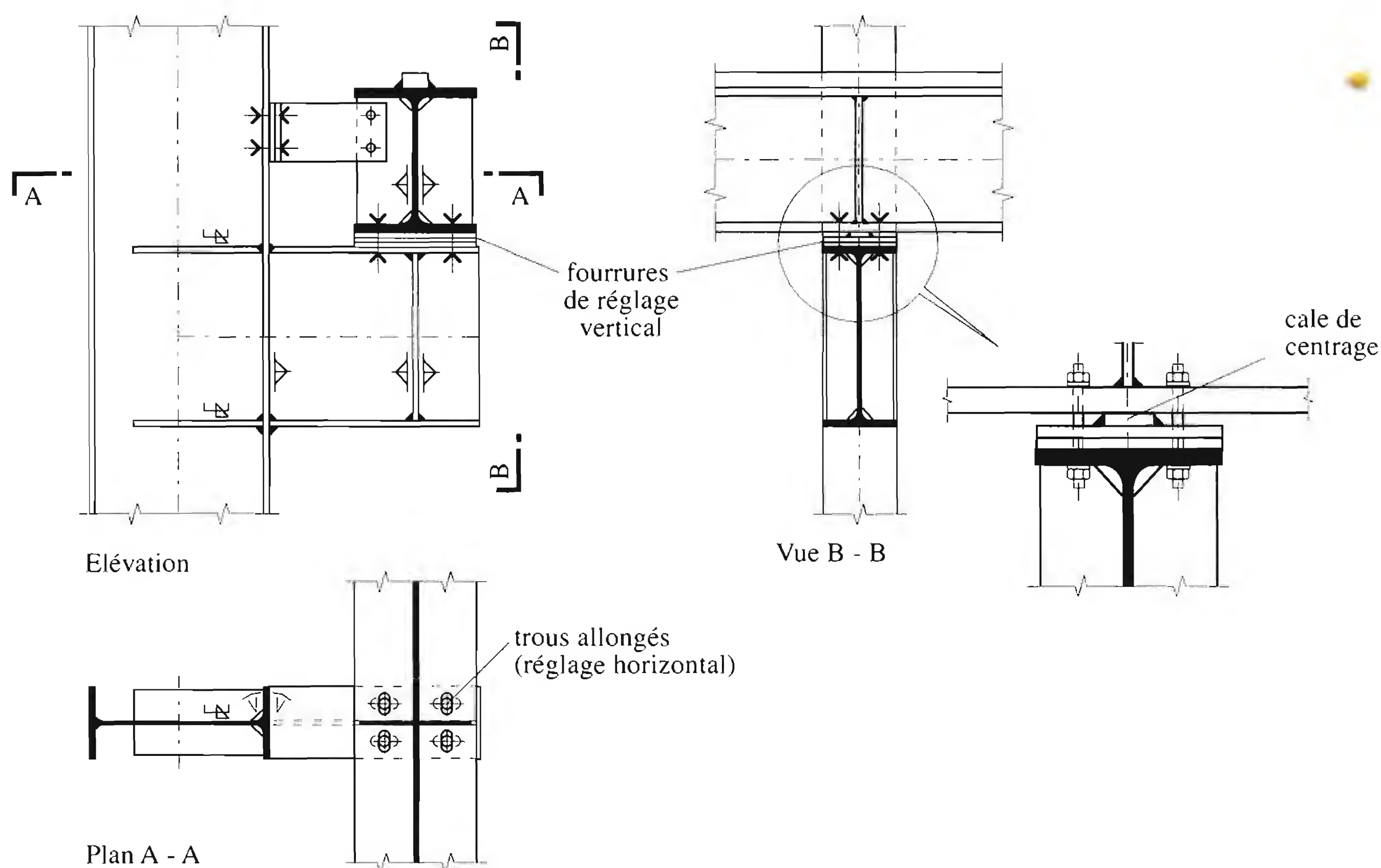


Fig. 15.12 Exemple de support vertical d'une poutre de roulement.

15.3.2 Forces transversales

Les forces transversales à la voie de roulement sont dues au freinage du chariot, au levage oblique de la charge, aux irrégularités de la voie de roulement et à la marche en crabe du pont roulant. Elles sont transmises à la poutre par les galets du pont roulant au travers du rail de roulement. Un tronçon de poutre de roulement et une partie de deux cadres de la halle sont représentés schématiquement à la figure 15.13(a), ainsi que le système statique horizontal de la poutre de roulement (fig. 15.13(b)). Sur la base de ce système, les réactions transversales sont déterminées de façon analogue aux réactions verticales, également à l'aide des tables SZS C4.1.

La réaction d'appui transversale agit sur la structure porteuse de la halle, dans laquelle elle engendre des efforts intérieurs et des déformations. Les efforts intérieurs doivent être combinés avec ceux dus aux autres charges agissant sur la halle, suivant la situation de risque considérée.

Comme pour tout autre force transversale appliquée sur un cadre, le cheminement des efforts jusqu'aux fondations peut se faire directement par le cadre, ou par l'intermédiaire d'un contreventement transversal. La figure 15.13(c) donne pour chacun de ces cas un exemple de système statique approprié.

Le système d'appui pour les forces transversales mérite d'être soigneusement étudié. En effet, étant donné que QT agit au niveau du rail, la poutre de roulement doit être appuyée au niveau de l'aile supérieure. A la figure 15.14, nous montrons quelques possibilités de réaliser l'attache de l'aile supérieure de la poutre de roulement au poteau. Signalons que toute solution avec soudure sur l'aile de la poutre de roulement crée un détail très défavorable du point de vue de la fatigue, et ceci dans une zone de forte sollicitation (§ 15.6.3).

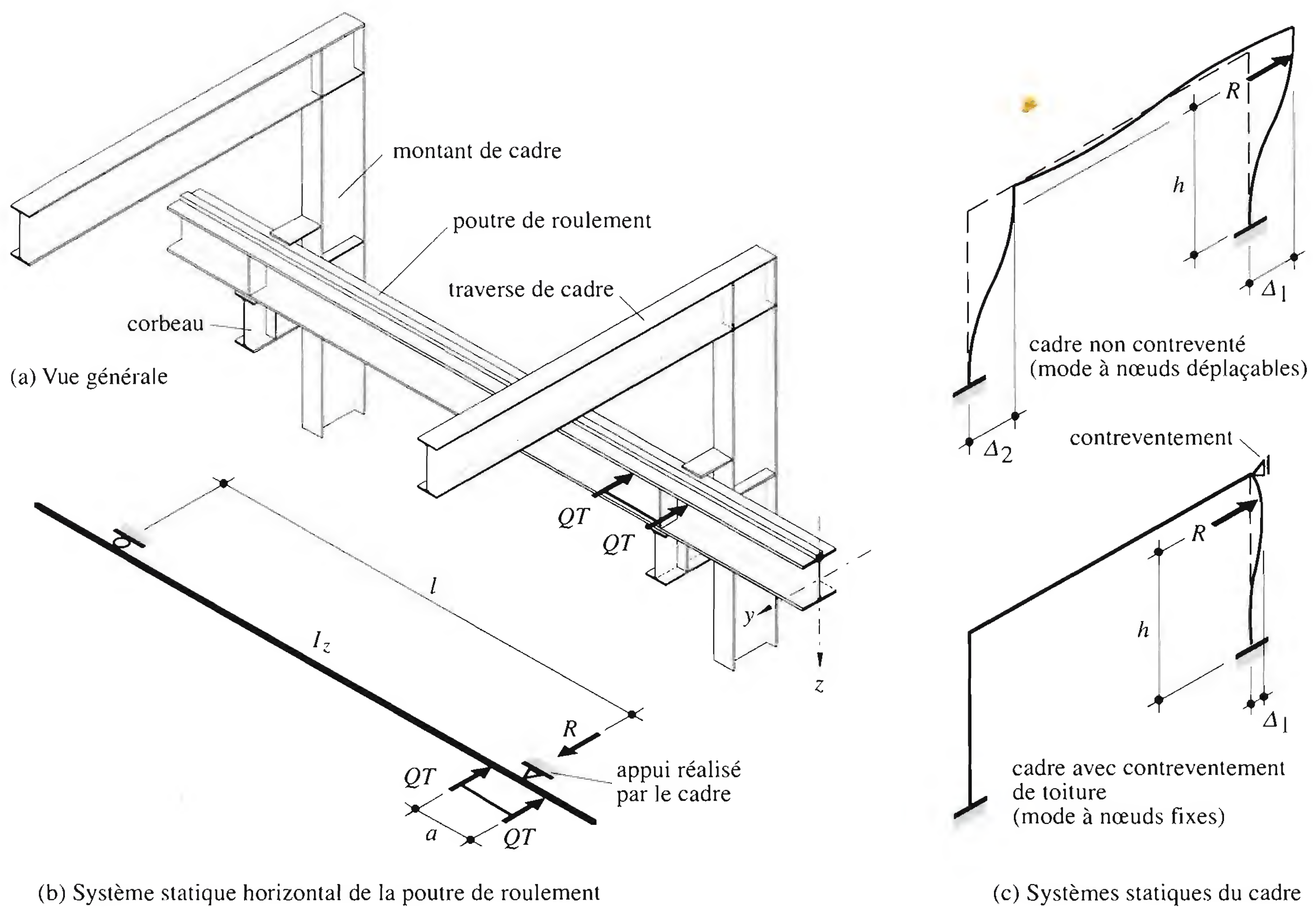


Fig. 15.13 Cheminement des forces transversales du pont roulant.

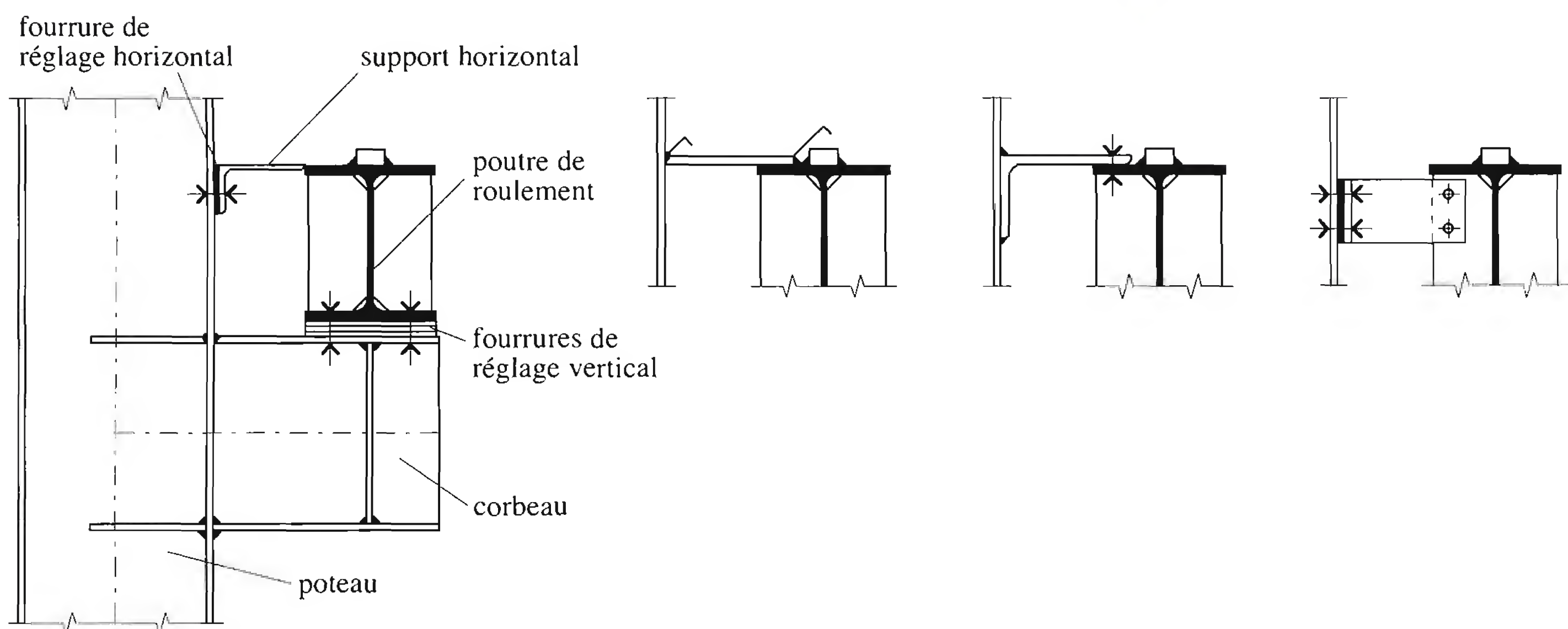


Fig. 15.14 Exemples de supports horizontaux de la poutre de roulement.

15.3.3 Forces longitudinales

Les efforts intérieurs dans la poutre qui peuvent résulter de la force horizontale longitudinale QL sont un effort normal de valeur QL et un moment de flexion provenant de l'excentricité de cette force par rapport à l'axe de la poutre. La force QL , due à l'accélération ou au freinage du pont roulant, ou encore au tamponnement sur le butoir, est transmise directement par la poutre de roulement au point fixe longitudinal. Celui-ci est en général réalisé par un contreventement longitudinal vertical. On peut envisager deux cas (fig. 15.15):

- le contreventement est dans un plan vertical passant par la poutre de roulement; c'est le cas lorsque la voie de roulement constitue une structure indépendante (fig. 15.15(a));
- le contreventement est excentré par rapport à la poutre de roulement; c'est en général le cas si l'on utilise le contreventement longitudinal de la halle (fig. 15.15(b)).

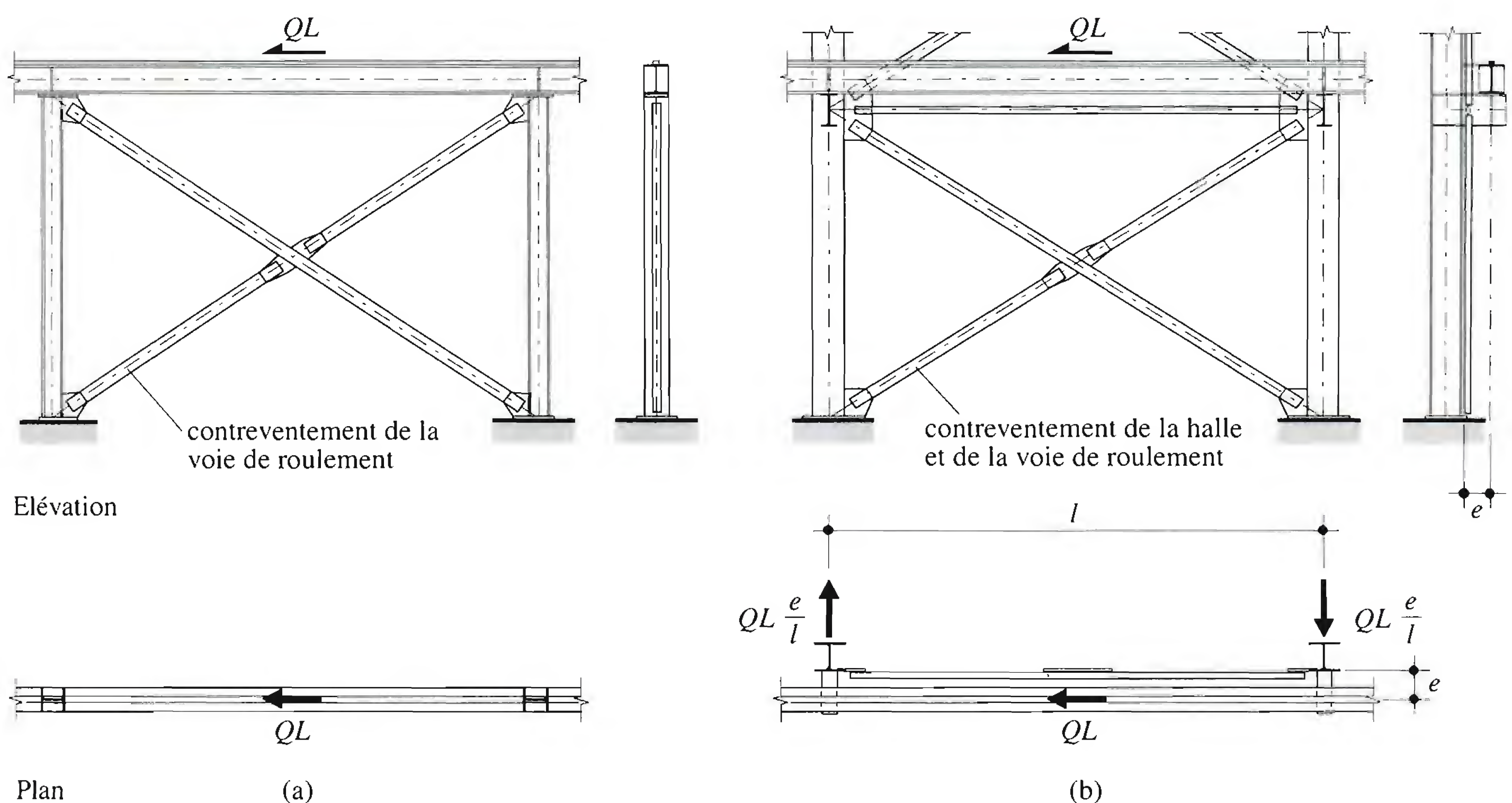


Fig. 15.15 Cheminement des forces longitudinales.

Dans le premier cas, l'effort normal agissant dans la poutre de roulement est transmis directement dans le contreventement. Dans le deuxième cas, l'excentricité e de la force QL engendre un moment qui doit être équilibré par un couple de forces agissant dans les deux poteaux adjacents au contreventement (fig. 15.15(b)). Il faut également vérifier que les corbeaux soient à même de transmettre l'effort QL . Si ce n'est pas le cas, il faut prévoir un contreventement horizontal de freinage.

15.4 Aptitude au service de la voie de roulement

Le choix des dimensions d'une poutre de roulement est souvent déterminé par les conditions de déformation de la voie et non pas par la résistance ultime des éléments porteurs. Il faudra donc s'assurer, dès le début des vérifications, que les flèches limites ne sont pas dépassées. On peut distinguer trois types de déplacement à vérifier à l'état de service (fig. 15.16) :

- la flèche verticale w de la poutre de roulement,
- la flèche horizontale v de la poutre de roulement,
- le déplacement horizontal Δ des supports de la voie.

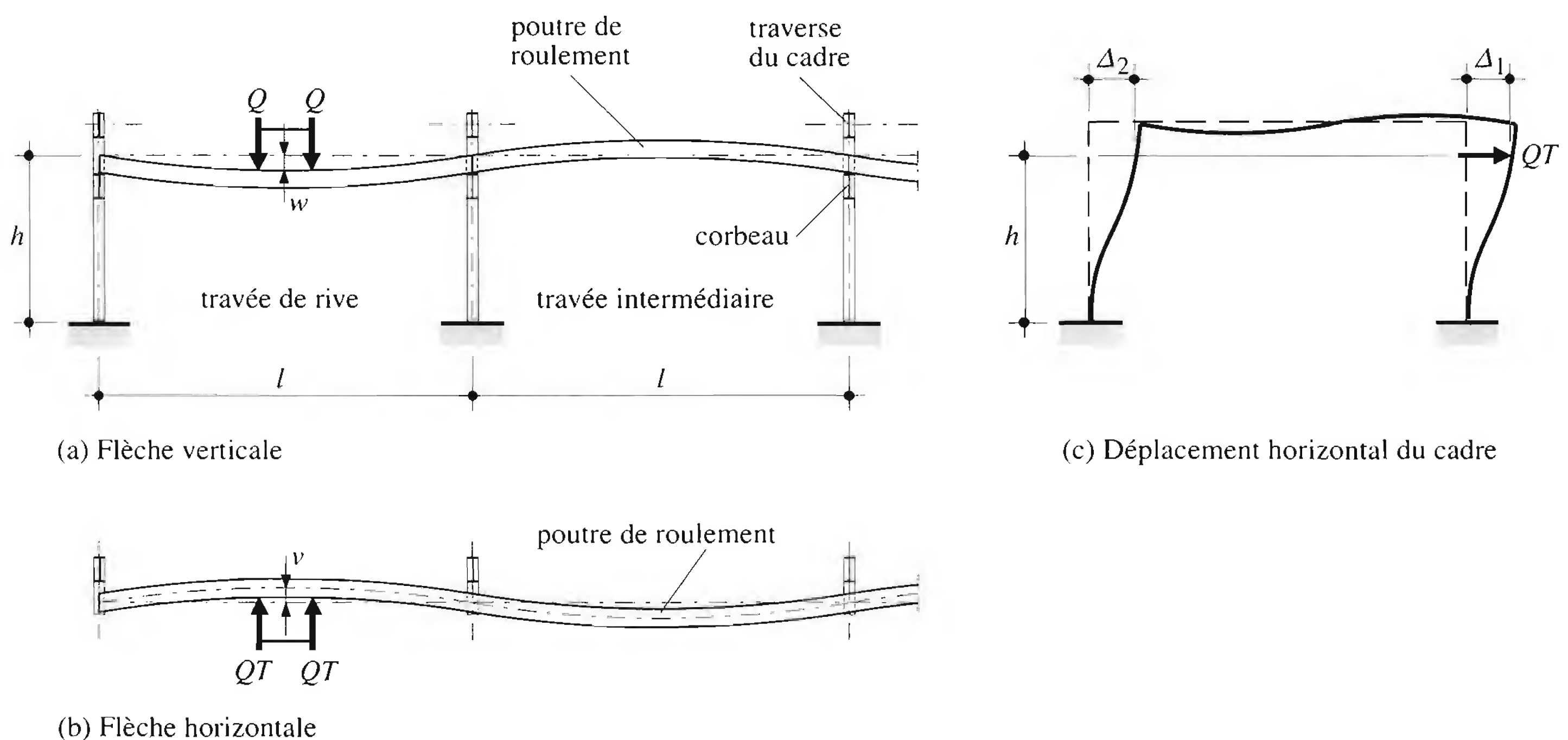


Fig. 15.16 Déplacements de la voie de roulement.

15.4.1 Calcul des déplacements de la poutre de roulement

Les déplacements déterminants sont les flèches maximales dans la direction considérée, verticale ou horizontale. Ces flèches s'obtiennent sous les charges de service par un calcul élastique. Les charges à considérer sont les forces verticales Q des galets, pour la flèche verticale, et les forces horizontales transversales QT pour la flèche horizontale. Selon les normes SIA 160 et 161, on calcule avec majoration pour effets dynamiques Φ , mais sans facteur de charge (charges de service).

Les galets étant le plus souvent au nombre de deux ou de quatre, le calcul des flèches doit être effectué avec une ou deux paires de forces. Ceci est facilité par l'utilisation des tables SZS C4.1 qui donnent des abaques de calcul. On peut ainsi obtenir la flèche maximale dans la travée de rive et dans les travées intermédiaires de la poutre de roulement, sous l'effet soit de forces verticales, soit de forces horizontales. Ces abaques sont établis pour un rapport d'inertie de 1.3 entre la travée de rive et les travées intermédiaires. On remarque néanmoins que la flèche dans la travée de rive est souvent déterminante.

Nous avons vu au paragraphe 15.2.1 qu'il est possible, dans certains cas, de tenir compte de la participation du rail lors de la détermination du moment d'inertie en flexion verticale (selon l'axe fort) de la poutre de roulement. Pour le calcul du déplacement horizontal en revanche, on doit en général considérer uniquement le moment d'inertie en flexion horizontale de l'aile supérieure de la poutre, étant donné que la force horizontale est appliquée au niveau de l'aile supérieure (§ 15.3.2). Cette aile constitue souvent l'élément faible de la poutre. On a donc avantage à la renforcer, ce qui peut être réalisé par exemple en soudant longitudinalement des cornières au bout des ailes ou en créant une poutre à treillis dans le plan horizontal (fig. 15.17). Ces assemblages soudés peuvent cependant constituer des détails défavorables du point de vue de la sécurité à la fatigue (§ 15.6.3).

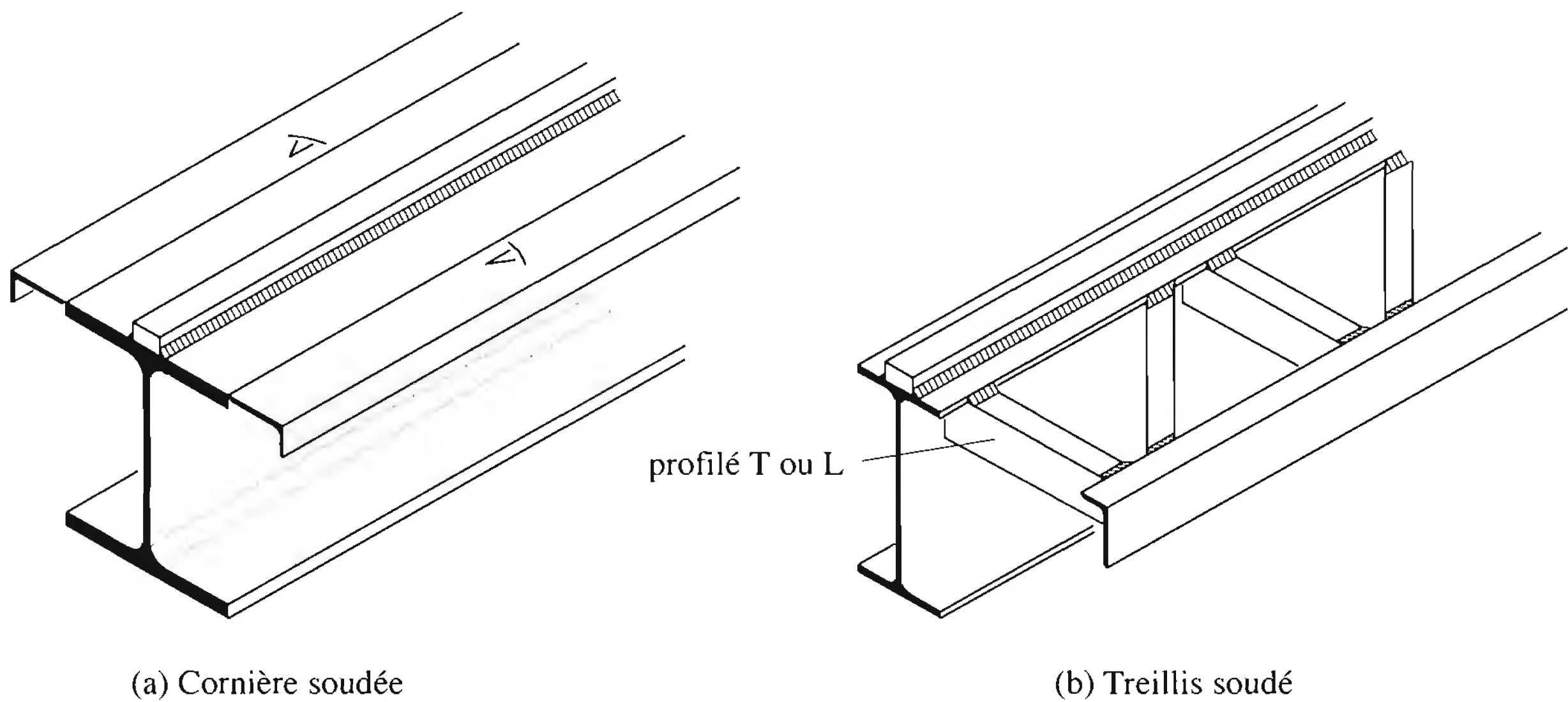


Fig. 15.17 Exemples de renforcement de l'aile supérieure d'une poutre de roulement.

15.4.2 Valeurs indicatives de flèches et vérification

La norme SIA 161 donne des valeurs indicatives de flèches (verticale et horizontale) de la poutre et de déplacement horizontal de la structure porteuse de la halle. La limitation de la flèche verticale des poutres de roulement garantit une certaine rigidité de la voie, et par là un bon fonctionnement mécanique du pont roulant, évitant ainsi des phénomènes de vibration. Les limitations de la flèche horizontale et du déplacement horizontal des appuis de la poutre sont destinées à réduire la probabilité de déraillement du pont roulant.

En se basant sur la condition

$$f(S_{ser}) \leq f_{lim} \quad (15.1)$$

la vérification de l'aptitude au service de la poutre de roulement s'écrit de la façon suivante (fig. 15.16):

$$\text{flèche verticale} \quad w(Q_{ser}) \leq \frac{l}{700} \quad (15.2)$$

$$\text{flèche horizontale} \quad v(QT_{ser}) \leq \frac{l}{800} \quad (15.3)$$

Pour les appuis de la voie de roulement (fig. 15.13(c)):

$$\text{déplacement horizontal} \quad \Delta_1(QT_{ser}) \leq \frac{h}{300} \quad (15.4)$$

$$\text{ainsi que} \quad |\Delta_1 - \Delta_2| \leq 20 \text{ mm} \quad (15.5)$$

h : niveau de l'appui horizontal de la voie de roulement par rapport au niveau de la fondation
 Δ_1, Δ_2 : déplacements horizontaux des deux poteaux d'un même cadre, mesurés au niveau h de l'application de la charge QT sur les poutres de roulement

La vérification du déplacement horizontal doit être effectuée d'une part sous l'effet des forces transversales QT du pont roulant et d'autre part sous l'effet du vent agissant sur l'enveloppe de la halle, mais sans cumul des deux.

Si l'aile supérieure de la poutre de roulement est relativement rigide horizontalement par rapport aux supports transversaux (les cadres), le système statique de la figure 15.13(b) peut être remplacé par une poutre continue sur appuis élastiques. Il en résulte une meilleure répartition des efforts entre les cadres; les efforts intérieurs et les déplacements qui en résultent dans chaque cadre sont par conséquent diminués.

15.5 Sécurité structurale de la poutre de roulement

La vérification de la sécurité structurale de la poutre de roulement consiste à contrôler:

- les contraintes dans la poutre de roulement,
- les effets des forces concentrées introduites par les galets du pont roulant,
- les attaches du rail de roulement,
- le déversement de la poutre de roulement (voir aussi TGC vol. 10).

15.5.1 Contraintes dans la poutre de roulement

Principe de vérification

La vérification de la sécurité structurale de la poutre par la méthode élastique-élastique consiste à montrer que les contraintes (valeurs de dimensionnement) ne dépassent en aucun point de chaque section une contrainte limite, par exemple la limite d'élasticité f_y , divisée par le facteur de résistance γ_R :

$$\sigma_d \leq \frac{f_y}{\gamma_R} \quad (15.6)$$

Pratiquement, cette vérification est faite en un nombre fini de sections; on vérifie la contrainte maximale agissant dans les sections les plus sollicitées de la poutre de roulement. En plus des contraintes normales dues aux moments de flexion, à l'effort normal et à la torsion, il faut vérifier les contraintes dues à l'effort tranchant agissant dans l'âme de la poutre de roulement, selon la formule:

$$\tau_d \leq \frac{\tau_y}{\gamma_R} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{1}{\gamma_R} \quad (15.7)$$

En appliquant le principe des situations de risque selon la norme SIA 160 (TGC vol. 10), la valeur de dimensionnement de la contrainte peut être exprimée de la façon suivante :

$$\sigma_d = \sigma(G_d, Q_d, \Sigma Q_a) \quad (15.8)$$

et en introduisant les facteurs de charge :

$$\sigma_d = \sigma(\gamma_G G_m, \gamma_Q Q_r, \Sigma \psi Q_r) \quad (15.9)$$

- γ_G : facteur de charge applicable au poids propre de la structure porteuse
- G_m : valeur moyenne du poids propre
- γ_Q : facteur de charge applicable à l'action prépondérante
- Q_r : valeur représentative des actions
- ψ : facteur de charge applicable aux actions concomitantes

En principe, les charges $\Phi Q_{r,max}$, QT_r et QL_r du pont roulant sont *indépendantes*. Pour la vérification de la poutre de roulement, la charge verticale est considérée comme action prépondérante, de même que l'une des forces horizontales QT_r ou QL_r ; l'autre force horizontale est alors admise comme action concomitante (voir l'exemple de la section 15.7 et la norme SIA 160, chiffre 4 12 208).

Calcul des efforts intérieurs

La détermination des efforts intérieurs dans la poutre de roulement découle du cheminement des charges exposé à la section 15.3. Notons qu'il est préférable de travailler avec les valeurs représentatives des actions, la combinaison des effets des charges pour les différentes situations de risque étant effectuée au niveau des contraintes. La figure 15.18 illustre les diagrammes des efforts intérieurs (essentiellement les moments de flexion) et la répartition des contraintes dans une section en travée pour les actions suivantes :

- le poids propre g de la poutre,
- la charge verticale ΦQ_r des galets,
- la force transversale QT_r .

Rappelons qu'on admet que seule l'aile supérieure (éventuellement renforcée) résiste aux forces transversales (fig. 15.18(c)). La légère excentricité du point d'application de la force sur le rail par rapport à l'axe de l'aile supérieure peut être remplacée par un couple de forces agissant dans les deux ailes de la poutre. Au cas où l'aile supérieure ne serait pas appuyée horizontalement, la poutre de roulement doit, en plus de la flexion, résister à un important effort de torsion. C'est le cas notamment des poutres de roulement de pont roulant suspendu.

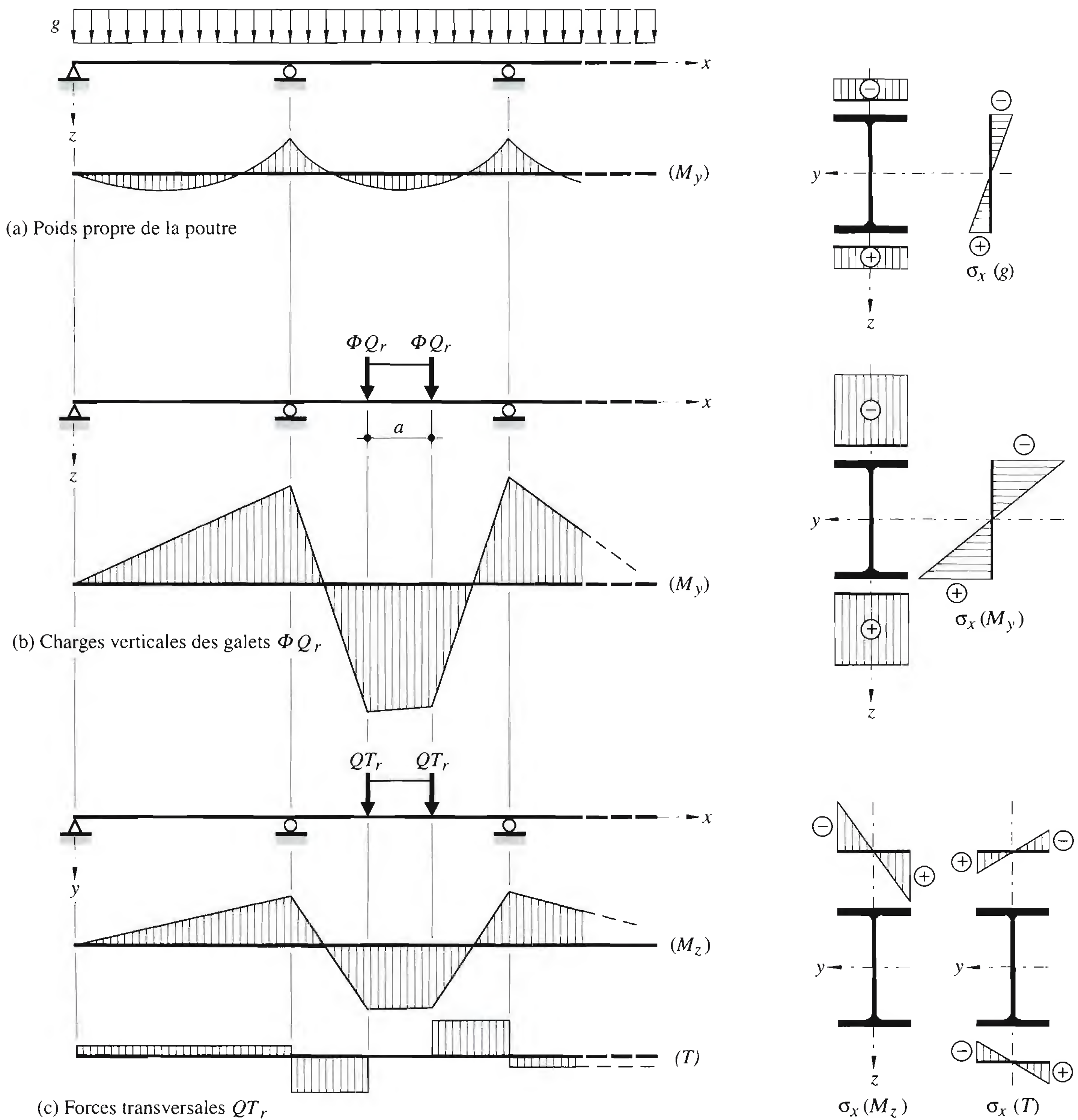


Fig. 15.18 Actions sur la poutre de roulement et contraintes normales σ dans une section en travée.

Calcul des contraintes

Le passage des efforts intérieurs aux contraintes dans une section est un simple problème de résistance des matériaux :

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A} + \frac{M_{dy}}{I_y} z - \frac{M_{dz}}{I_z} y \quad (15.10)$$

Nous résumons qualitativement à la figure 15.18 les contraintes normales agissant dans les ailes et dans l'âme d'une poutre de roulement pour différentes actions. Les signes donnés pour les forces verticales et transversales correspondent à une section en travée.

En résumé, la vérification de la sécurité structurale d'une poutre de roulement implique les opérations suivantes (voir aussi les exemples numériques de la section 15.7) :

- calcul des efforts intérieurs M, V, N, T dus aux différentes actions,
- calcul des contraintes dans les sections déterminantes de la poutre de roulement,
- combinaison (situations de risque) des effets des différentes actions (contraintes),
- vérification de la résistance ultime des sections déterminantes selon (15.6) et (15.7).

15.5.2 Participation du rail à la résistance

Lors du calcul du moment d'inertie d'une poutre de roulement, il est permis de tenir compte de la participation statique du rail, mais seulement si les deux conditions suivantes sont remplies :

- le mode de fixation du rail sur la poutre permet de reprendre les efforts rasants agissant entre le rail et l'aile supérieure (§ 15.2.1),
- le rail est introduit dans les calculs avec une épaisseur réduite de 10 mm (usure).

On peut donc tenir compte de la participation du rail lorsqu'il est fixé à la poutre de roulement au moyen de cordons de soudure, de boulons précontraints ou de rivets. Par contre, on n'en tient pas compte lorsque le rail est pincé ou boulonné au moyen de boulons de charpente métallique. Ces deux derniers modes de fixation ne permettent pas de reprendre les efforts rasants à cause du glissement entre le rail et le profilé.

15.5.3 Calcul de la fixation du rail

Les fixations du rail à la poutre de roulement (cordons de soudure, boulons) doivent résister à l'effort rasant v_d dû à l'effort tranchant V_d agissant à cet endroit :

$$v_d = \frac{V_d S_{rail}}{I_{tot}} \quad (15.11)$$

- V_d : effort tranchant dans la section considérée
 I_{tot} : moment d'inertie de la section de la poutre y compris le rail *neuf* (non usé)
 S_{rail} : moment statique du rail *neuf* par rapport à l'axe neutre de la section composée

Le calcul du moment d'inertie I_{tot} en cas de rail neuf peut se faire par analogie au calcul avec rail usé exposé dans l'exemple du paragraphe 15.7.

Solution soudée

Dans ce cas (fig. 15.19(a)), le rail est fixé par deux cordons d'angle qui doivent transmettre l'effort rasant du rail dans l'aile supérieure. Les formules de vérification des cordons d'angle de la norme SIA 161 (voir aussi TGC vol. 10, § 7.4.2) peuvent se mettre sous la forme suivante (en tenant compte du fait que le flux de cisaillement v_d est repris par deux cordons d'angle) :

$$\text{section de gorge :} \quad v_d \leq 2 \frac{0.5 f_{uE} a}{\gamma_R} \quad (15.12)$$

$$\text{section de contact :} \quad v_d \leq 2 \frac{0.7 f_y s}{\gamma_R} \quad (15.13)$$

a : épaisseur du cordon (gorge)
 s : largeur de la section de contact

On prendra pour f_y la plus petite des limites d'élasticité du rail et de l'aile de la poutre. Les épaisseurs maximales et minimales de la section de gorge a (prescrites par exemple dans la norme SIA 161) doivent être respectées. La valeur recommandée de a_{min} est souvent plus grande que la valeur nécessaire calculée sur la base de la résistance. On évitera cependant de faire des cordons discontinus, étant donné leur grande sensibilité à la fatigue.

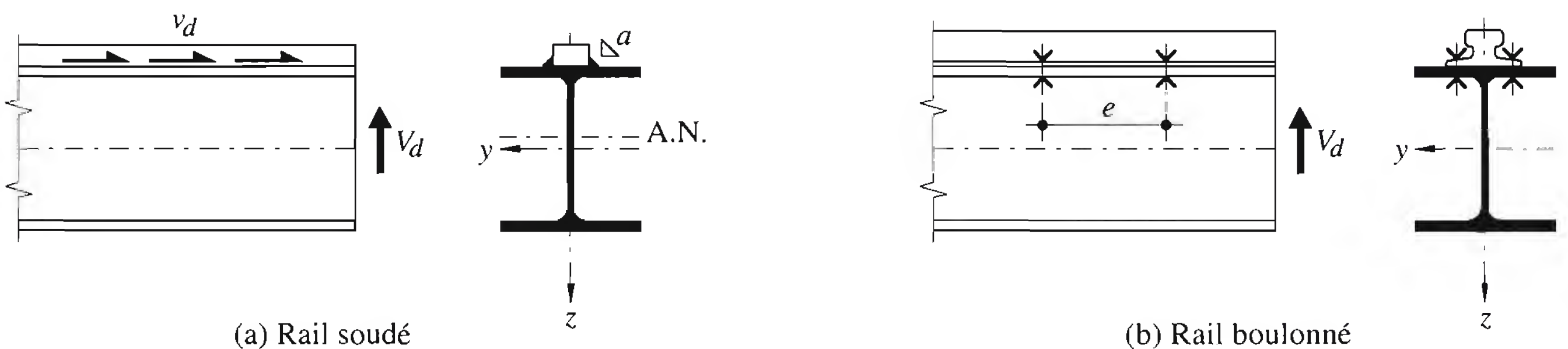


Fig. 15.19 Efforts sur la fixation du rail de la poutre de roulement.

Solution boulonnée précontrainte

Dans ce cas (fig. 15.19(b)), la résistance ultime est déterminée par le glissement du rail sur la poutre de roulement. Par conséquent, la vérification de la sécurité structurale consiste à s'assurer que la résistance au glissement de l'assemblage précontraint n'est pas dépassée. Si e est la pince longitudinale des boulons (deux par section), l'effort à reprendre par boulon vaut $0.5 v_d e$. La condition de résistance devient alors (TGC vol. 10, § 8.7.2) :

$$v_d e \leq 2 \frac{R_f}{\gamma_R} \quad (15.14)$$

R_f : valeur de calcul de la résistance au frottement ($R_f = \mu P_B$), par surface de frottement
 P_B : force de précontrainte d'un boulon ($P_B = 0.7 f_{uB} A_s$)

Etant donné que cette vérification est basée sur la résistance au glissement, il n'est plus nécessaire de vérifier la pression latérale ou le cisaillement. Cependant, il ne faut pas oublier qu'outre l'effort rasant, les attaches du rail doivent reprendre les forces horizontales. Ceci est vrai même si le rail ne participe pas à la résistance, puisque les charges QT et QL s'appliquent sur le rail même.

15.5.4 Effets des forces concentrées

L'introduction des forces concentrées transmises dans la poutre de roulement par l'intermédiaire des galets doit être vérifiée. Les effets locaux qui en découlent peuvent généralement être traités indépendamment de la flexion d'ensemble de la poutre de roulement. La vérification de la sécurité structurale consiste à contrôler :

- les contraintes locales dans l'âme, afin d'y éviter une plastification lors du passage d'un galet,
- le voilement local de l'âme,
- la flexion de la semelle inférieure de la poutre de roulement en cas de pont roulant suspendu.

Vérification des contraintes locales

Pour l'introduction de la force concentrée due au galet à travers le rail (fig. 15.20), on admet une répartition uniforme des contraintes sur une longueur participante par diffusion de l'effort du point de contact à la section de vérification. Un raisonnement analogue a déjà été fait pour les plaques de base des poteaux (sect. 12.6).

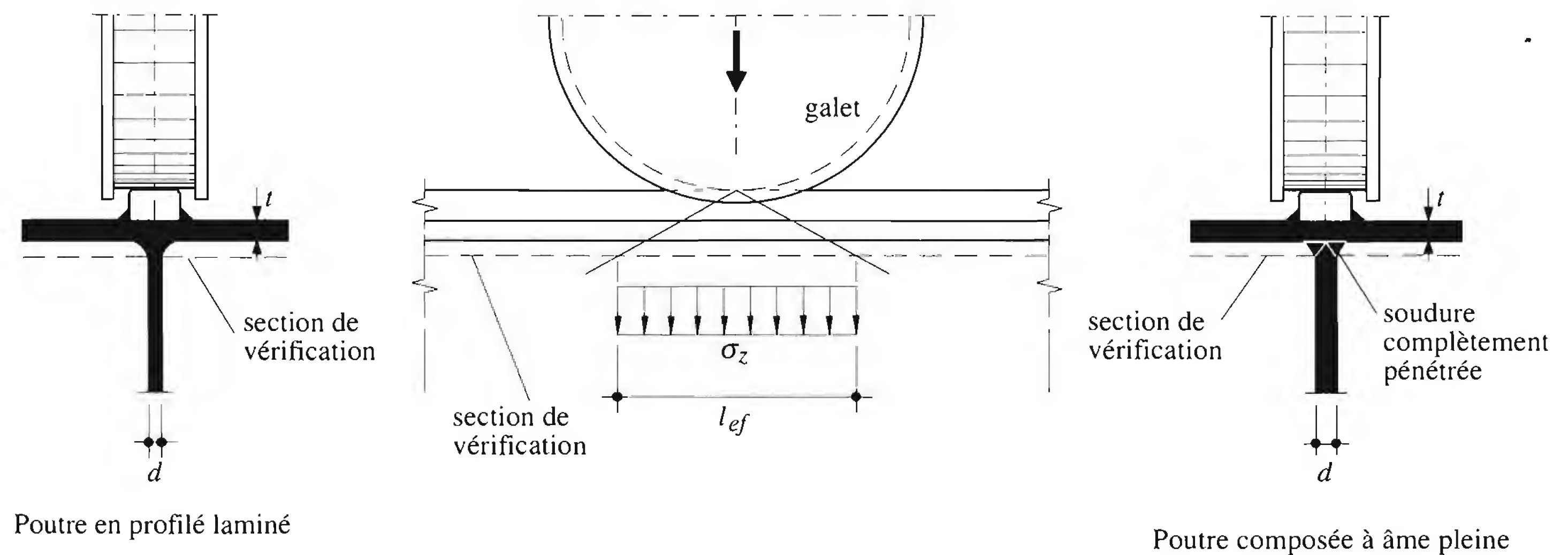


Fig. 15.20 Introduction des charges de galet pour les ponts roulants usuels.

La vérification de ces contraintes locales, indépendamment des contraintes longitudinales, est la suivante (SZS C5):

$$\gamma_Q \Phi Q_{r,max} \leq \frac{f_y l_{ef} d}{\gamma_R} \quad (15.15)$$

γ_Q : facteur de charge ($\gamma_Q = 1.5$)

$\Phi Q_{r,max}$: valeur représentative de la charge verticale maximale des galets, multipliée par le coefficient dynamique

La section de vérification se situe au niveau de la transition aile-âme (fig. 15.20); sa longueur est admise égale à:

$$l_{ef} = 3.2 \sqrt[3]{\frac{I}{d}} \quad (15.16)$$

I : moment d'inertie de la section composée du rail et de l'aile supérieure en cas de rail soudé ou somme des moments d'inertie de chaque élément en cas de rail pincé

d : épaisseur de l'âme

Vérification du voilement local

La force concentrée due à un galet de pont roulant peut également provoquer le voilement local de la poutre de roulement. Deux cas peuvent se présenter (fig. 15.21) :

- En travée, la charge d'un galet à travers le rail et l'aile correspond à l'introduction d'une force concentrée agissant d'un seul côté sur une poutre sans raidisseur (force reprise par cisaillement de l'âme). On vérifie ce cas selon l'inégalité suivante:

$$\gamma_Q \Phi Q_{r,max} \leq \frac{F_{R1}}{\gamma_R} \quad (15.17)$$

- Sur appui, l'âme de la poutre de roulement est soumise à deux galets agissant sur le rail et à la réaction d'appui R du corbeau. Si nécessaire, on disposera un raidisseur sur appui, sinon on vérifie selon l'inégalité suivante correspondant au cas de l'introduction d'une force concentrée agissant des deux côtés d'une poutre sans raidisseur (force transmise directement à travers l'âme):

$$R_d \leq \frac{F_{R2}}{\gamma_R} \quad (15.18)$$

Les expressions F_{R1} et F_{R2} sont données par des critères de stabilité des plaques (par exemple la charge critique de voilement élastique); les deux expressions (10.3) (10.4) y relatives ont été présentées au paragraphe 10.3.5. On admet que la longueur d'application l_0 à prendre en considération (fig. 15.21) correspond à une introduction de la force sous un angle de 45° .

Vérification des poutres de roulement de pont roulant suspendu

Les ponts roulants peuvent être suspendus à la voie de roulement, elle-même éventuellement suspendue à la structure porteuse de la halle. Il s'agit en général de ponts roulants légers ou de monorails. Dans ces cas-là, les galets se déplacent sur l'aile inférieure de la poutre de roulement qui joue ainsi le rôle de rail. Il en résulte un moment de flexion transversal dans l'aile (fig. 15.22) et on admet que ce moment agit sur une section longitudinale de l'aile dont la longueur correspond à la diffusion de la force. La norme SIA 161 (chiffre 4 52 5) préconise comme longueur de diffusion 2.2 fois l'excentricité e de la

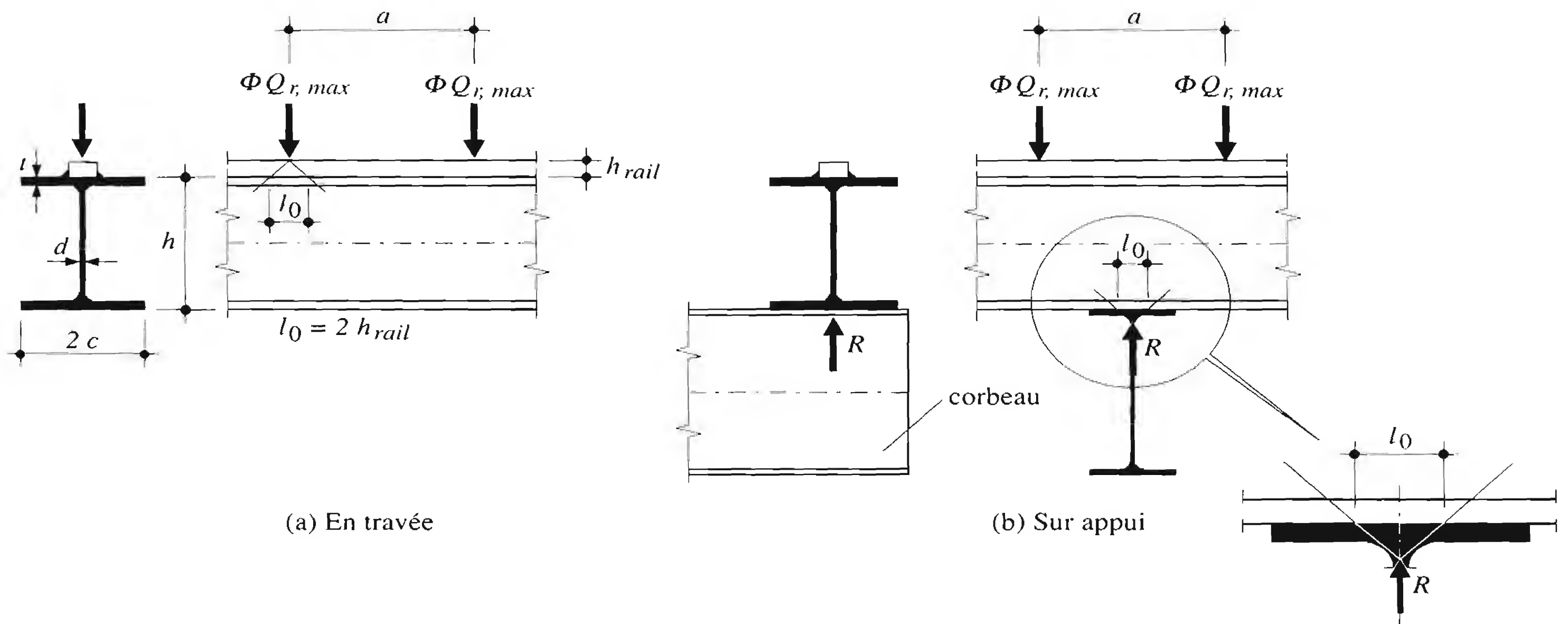


Fig. 15.21 Forces et longueurs d'application l_0 à considérer pour la vérification du voilement local.

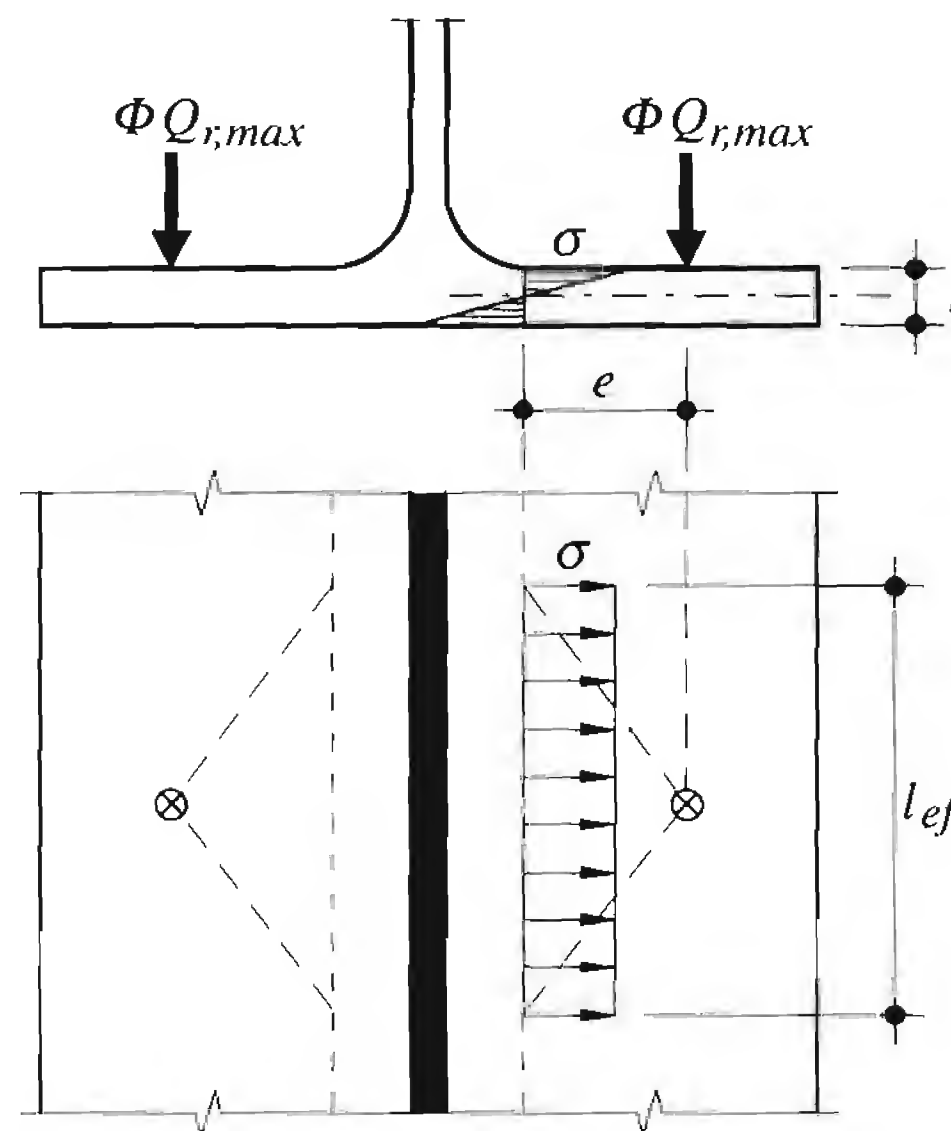


Fig. 15.22 Introduction des charges de galets dans l'aile d'une poutre de roulement suspendue.

force par rapport à la section de vérification (ligne d'encastrement de l'aile). La résistance à la flexion (calcul élastique) vaut par conséquent:

$$M_{el} = f_y W_y = f_y \frac{2.2 e t^2}{6} \quad (15.19)$$

En admettant qu'il n'y a pas d'interaction entre cette flexion locale et la flexion d'ensemble de la poutre de roulement, la vérification de la résistance locale consiste à montrer que :

$$M_d = \gamma_Q \Phi Q_{r,max} e \leq \frac{M_{el}}{\gamma_R} \quad (15.20)$$

Comme les poutres de roulement suspendues supportent généralement des petits ponts roulants, elles peuvent être ainsi constituées par des profilés laminés à ailes parallèles (IPE ou HE). Il est en effet préférable d'éviter les poutres composées à âme pleine pour deux raisons : d'une part, la soudure aile-âme provoque une déformation de l'aile, donc une surface de roulement irrégulière et, d'autre part, elle diminue fortement la résistance à la fatigue, du fait de la flexion transversale agissant dans la soudure.

15.6 Sécurité à la fatigue

15.6.1 Principe de vérification

Lorsqu'une structure est sollicitée par des charges dont l'intensité varie dans le temps de façon répétée, elle est soumise au phénomène dit de fatigue. Des petites fissures peuvent prendre naissance en des points critiques de la structure, puis se propager. Certaines sections sont de ce fait progressivement affaiblies et peuvent finalement se rompre.

L'amorce d'une fissure de fatigue est due à de petites anomalies, parfois microscopiques, créées surtout lors de la fabrication par des opérations telles que le forage ou le perçage de trous et tout particulièrement le soudage. L'effet des fissures peut être accentué par la géométrie locale des détails de construction de la structure. Par exemple, un brusque changement de section dans une poutre de roulement influence le flux des contraintes et provoque des concentrations locales. Les contraintes réelles peuvent ainsi être localement beaucoup plus grandes que celles obtenues par un calcul élastique habituel de la section. De plus, la propagation des fissures peut se produire sous l'effet de charges nettement inférieures à celles utilisées pour le dimensionnement de la structure; c'est-à-dire sous l'effet de contraintes sensiblement plus petites que la limite d'élasticité du matériau.

Signalons que la fixation ultérieure d'éléments secondaires par soudage (supports d'équipement électrique par exemple) peut être à l'origine de fissures dans la structure porteuse principale, même si en soi ces éléments secondaires ne transmettent qu'une charge négligeable. Nous recommandons, pour les ponts roulants fortement sollicités, d'interdire toute soudure sur la voie de roulement sans l'approbation de l'ingénieur responsable.

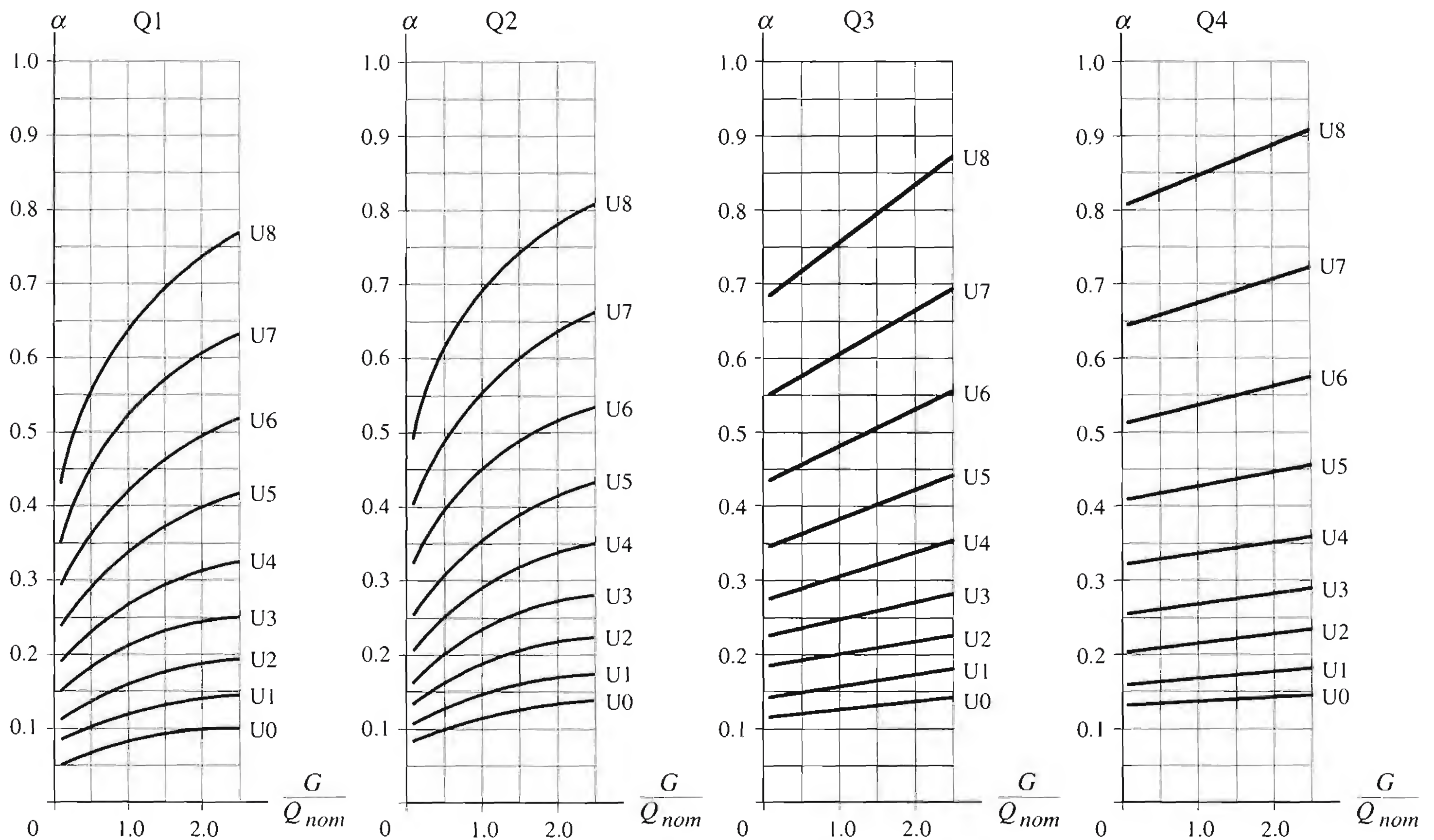
Dans la norme SIA 161, la vérification de la sécurité à la fatigue fait intervenir trois paramètres :

- la différence de contraintes $\Delta\sigma$ (étendue de contraintes, *stress range*) à l'endroit considéré, calculée sous l'effet des efforts intérieurs extrêmes, maximale et minimale, agissant de façon cyclique;
- le nombre de cycles de sollicitations prévu pendant la durée d'exploitation de l'ouvrage;
- la catégorie de détail de construction $\Delta\sigma_C$.

Sur la base de ces paramètres, la vérification de la sécurité à la fatigue s'exprime alors par comparaison de la différence de contraintes équivalente $\Delta\sigma_e$ due aux charges d'exploitation avec la résistance à la fatigue $\Delta\sigma_C$ (TGC vol. 10, chap. 13):

$$\Delta\sigma_e = \alpha \Delta\sigma \left(\Phi Q_{fat} \right) \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{fat}} \quad (15.21)$$

- α : facteur de correction (fig. 15.23)
 $\Delta\sigma$: différence de contraintes ($\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$)
 Q_{fat} : charge de fatigue ($Q_{fat} = Q_{r,max}$)
 Φ : coefficient dynamique



G : poids propre du pont roulant (y compris le chariot)

Q_{nom} : charge nominale du pont roulant

Q1 ... Q4 : classes selon l'état de chargement (tab. 6.14)

U1 ... U9 : classes selon la fréquence d'utilisation (tab. 6.15)

Remarque : $\alpha = 1.36$ (limite de fatigue) pour U9

Fig. 15.23 Facteurs de correction pour la vérification à la fatigue des ponts roulants (tiré de la norme SIA 161).

$\Delta\sigma_C$: résistance à la fatigue pour la catégorie de détail définie à $2 \cdot 10^6$ cycles de contrainte

γ_{fat} : facteur de résistance pour la vérification de la sécurité à la fatigue ($\gamma_{fat} = 1.1$ sauf en cas de compression, où $\gamma_{fat} = 1.0$)

15.6.2 Calcul des efforts intérieurs et des contraintes

La différence de contraintes $\Delta\sigma$ est basée sur un calcul statique effectué avec les réactions maximales des galets $\Phi Q_{r,max}$, sans facteur de charge. Pour la flexion d'ensemble de la poutre de roulement, les contraintes extrêmes sont obtenues avec les moments extrêmes M_{max} et M_{min} dans la section considérée.

Nous avons montré au paragraphe 15.3.1 comment déterminer M_{max} , et par conséquent σ_{max} . Sur la figure 15.10, nous voyons également la position du pont roulant qui correspond à M_{min} dans la section

pour laquelle est tracée la ligne d'influence. La valeur de M_{min} peut également être tirée des tables SZS C 4.1, par l'intermédiaire du rapport M_{min}/M_{max} . Il est nécessaire de calculer les contraintes dans les sections les plus sensibles, c'est-à-dire sur les appuis intermédiaires, dans la travée de rive et dans les travées intermédiaires, ainsi qu'au droit de détails de fatigue «agressifs» (joints de montage, renforts locaux, attaches diverses, etc.).

La valeur de la différence de contraintes $\Delta\sigma$ est déterminée à partir de $\Phi Q_{r,max}$, c'est-à-dire en admettant que le pont roulant soulève sa charge maximale Q_{max} et que le chariot et le pont roulant se trouvent dans leur position la plus défavorable pour la section ou le détail de construction considérés. Ces trois conditions ne sont évidemment pas remplies à chaque cycle de levage, elles sont donc trop défavorables. Pour corriger ceci, la vérification à la fatigue utilise le coefficient de correction α qui dépend du rapport entre le poids propre du pont roulant et sa charge nominale ainsi que de ses classes Q et U (fig. 15.23).

La classification U des ponts roulants selon leur fréquence d'utilisation est basée sur le nombre de cycles de levage N prévu pendant la durée d'exploitation (à défaut d'indications précises, on admettra 50 ans), comme le montre le tableau 6.15. Un cycle de levage est caractérisé par une suite d'opérations comprenant le levage, la translation, la descente de la charge et le transfert à vide du pont roulant à la position de départ du cycle suivant.

15.6.3 Résistance à la fatigue

Les voies de roulement des ponts roulants de classe de chargement Q élevée sont soumises à des conditions d'utilisation nécessitant une vérification à la fatigue. Remarquons que cette vérification est nécessaire également pour les corbeaux et pour les assemblages. C'est déjà lors de la conception de la voie qu'il faut porter une attention particulière aux effets de la fatigue. Il faut soigner les détails de construction spécialement là où des soudures et des concentrations de contraintes peuvent réduire considérablement la durée de vie de la poutre. La figure 15.24 montre quelques points critiques, la double flèche indiquant la position et la direction des contraintes à vérifier :

- fixation du rail sur la poutre
 - par cordon d'angle continu ①: $\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2$
 - par cordon d'angle discontinu: $\Delta\sigma_C = 80 \text{ N/mm}^2$
- liaison de la poutre au poteau par assemblage boulonné ② $\Delta\sigma_C = 140 \text{ N/mm}^2$
- raidisseur transversal soudé sur la poutre de roulement ③: $\Delta\sigma_C = 80 \text{ N/mm}^2$
- liaison corbeau-poteau par joint en T ④: soudure complètement pénétrée, $\Delta\sigma_C = 71 \text{ N/mm}^2$
cordon d'angle, section de gorge, $\Delta\sigma_C = 36 \text{ N/mm}^2$
section de l'aile du corbeau soudé, $\Delta\sigma_C = 71 \text{ N/mm}^2$

Les types de détails de construction sont classés en différentes catégories (voir par exemple l'annexe A1 de la norme SIA 161). La figure 15.25 donne d'autres exemples de catégories de détails pour les poutres de roulement:

- liaison entre l'aile supérieure et l'âme si la poutre est en profilé laminé ⑤, sollicitation verticale: $\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2$
- joint bout-à-bout du rail soudé ⑥: $\Delta\sigma_C = 71 \text{ N/mm}^2$
- liaison entre l'aile supérieure et l'âme si la poutre de roulement est à âme pleine avec soudure complètement pénétrée ⑦
 - contraintes normales dues à la flexion: $\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2$
 - sollicitation verticale: $\Delta\sigma_C = 71 \text{ N/mm}^2$

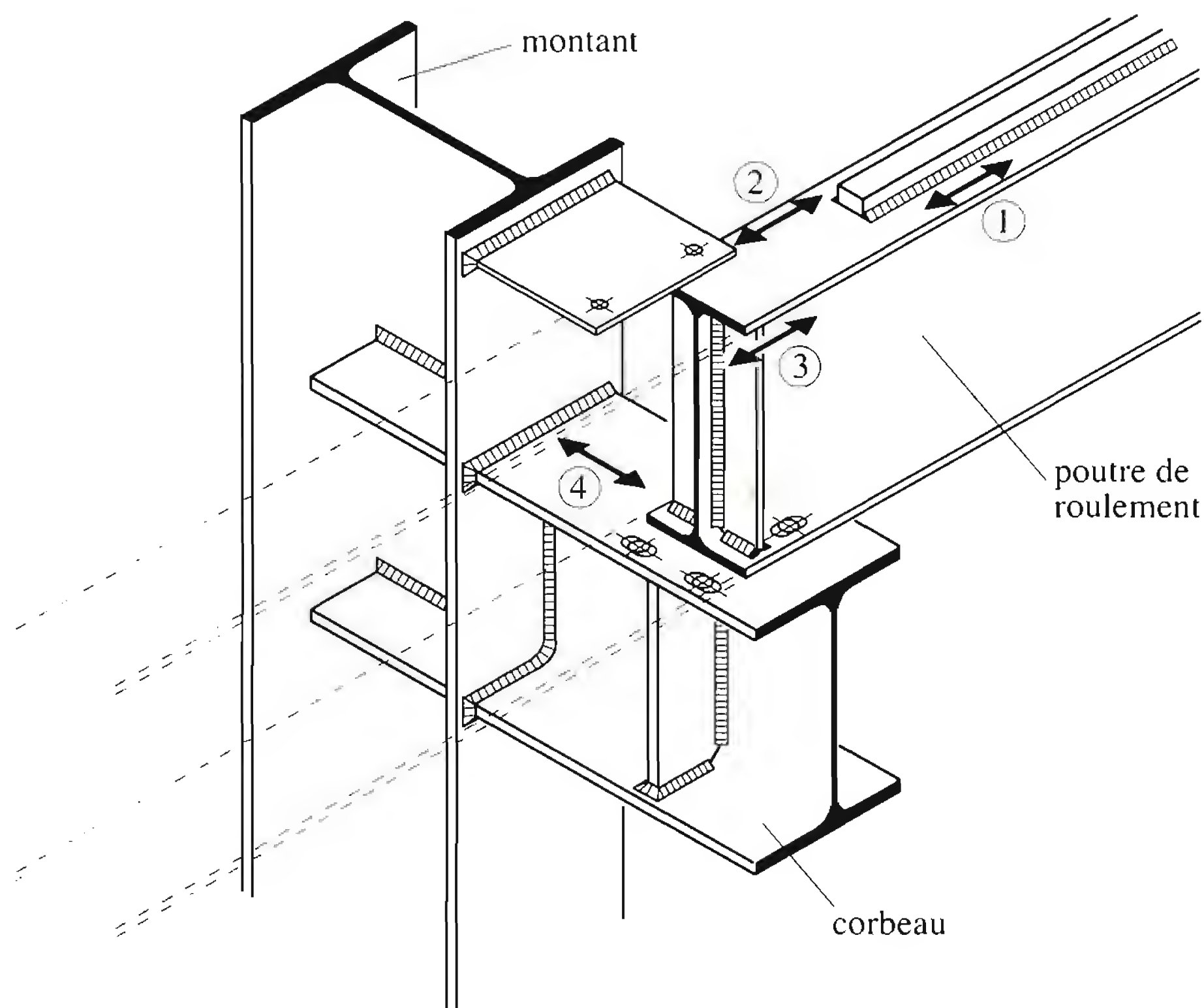


Fig. 15.24 Exemples de catégories de détails de fatigue.

- liaison entre l'âme et l'aile inférieure, cordon d'angle continu ⑧ exécuté par soudure automatique avec reprise: $\Delta\sigma_C = 112 \text{ N/mm}^2$
- liaison entre l'aile inférieure et l'âme si le pont roulant circule sur l'aile inférieure de la poutre en profilé laminé ⑨: $\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2$

La figure 15.25 montre qu'en plus des contraintes normales longitudinales résultant de la flexion d'ensemble de la poutre, il faut également vérifier les contraintes locales d'introduction des charges des galets (§ 15.5.4). Comme les deux types de sollicitations ne sont pas en phase, l'effet des contraintes verticales ne doit pas être superposé à celui des contraintes longitudinales.

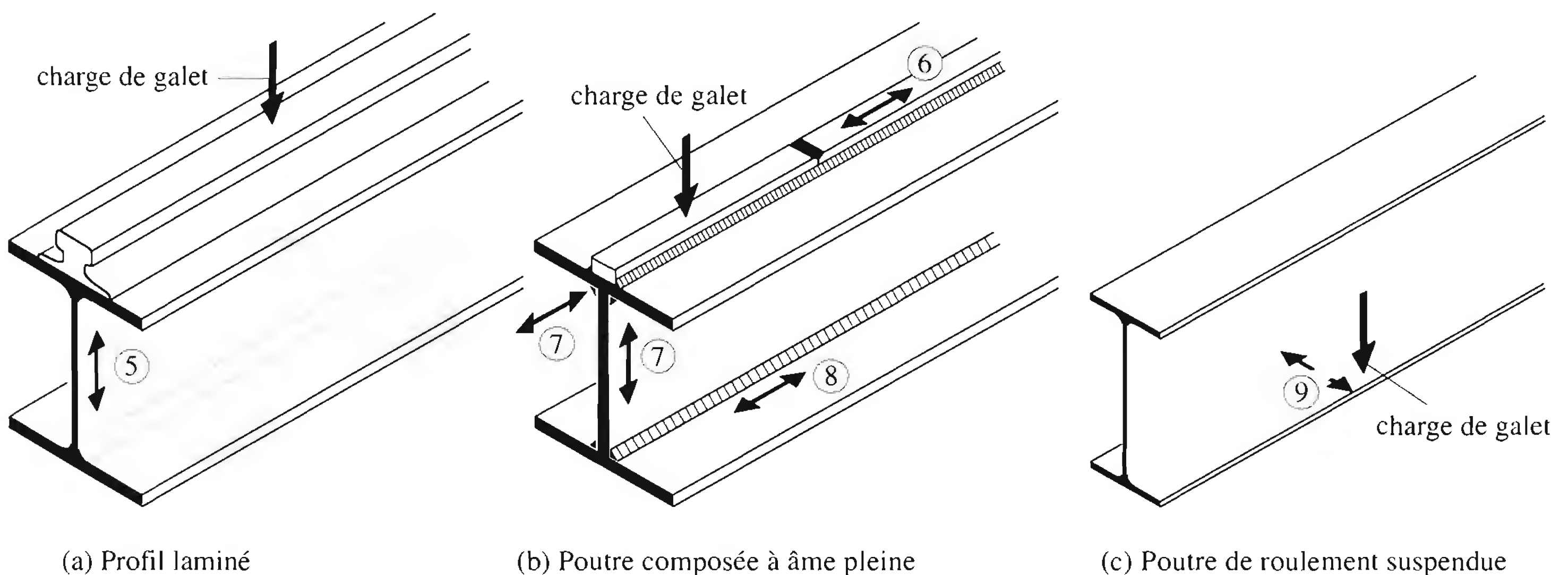


Fig. 15.25 Exemples de catégories de détails pour les poutres de roulement (tiré partiellement de la norme SIA 161).

Connaissant la différence de contrainte $\Delta\sigma$, le facteur de correction α et la catégorie de détail considéré, on peut alors procéder à la vérification de la sécurité à la fatigue. Il convient de remarquer que dans les cas où la vérification n'est pas satisfaite, il est plus judicieux d'améliorer la résistance à la fatigue $\Delta\sigma_C$, par une modification adéquate du détail de construction, plutôt que de diminuer la différence de contraintes $\Delta\sigma$ en surdimensionnant la section.

15.7 Exemples numériques

Cette section présente le calcul de la voie de roulement de la halle définie au paragraphe 6.9.1 et dont les actions dues au pont roulant ont été déterminées au paragraphe 6.9.2. Le schéma de la voie de roulement est donné à la figure 15.26.

Classe du pont roulant: état de chargement: Q4
 fréquence d'utilisation: U4

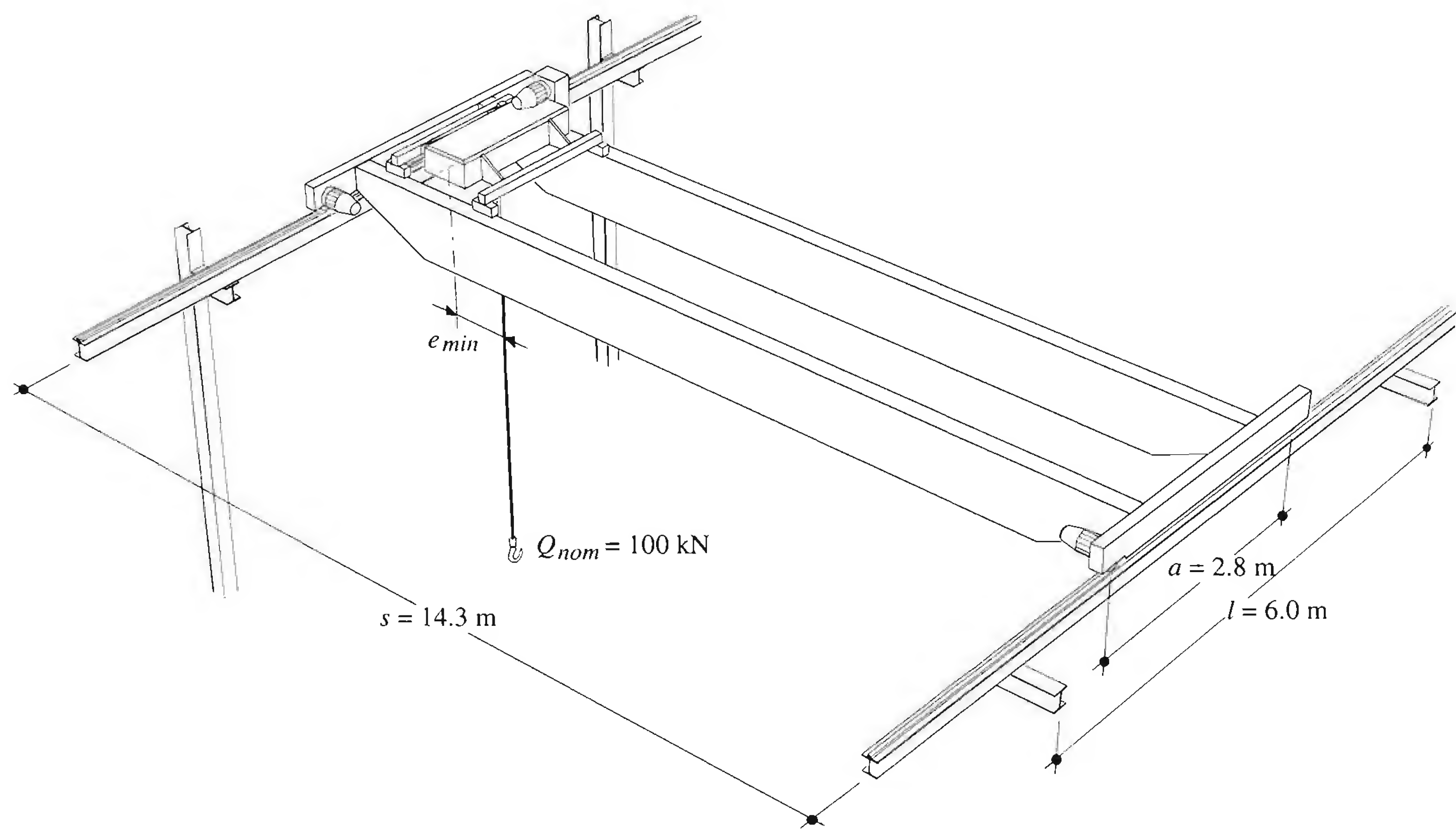


Fig. 15.26 Voie de roulement à dimensionner et à vérifier.

Charges à considérer

Charge nominale de levage	:	$Q_{nom} = 100 \text{ kN}$
Charge maximale par galet	:	$Q_{r,max} = 73.40 \text{ kN}$
Charge minimale par galet	:	$Q_{r,min} = 18.75 \text{ kN}$
Coefficient dynamique	:	$\Phi = 1.10$
Force horizontale transversale par galet	:	$QT_r = 9.4 \text{ kN}$
Force horizontale longitudinale	:	$QL_r = 14.7 \text{ kN}$

Poids propre de la poutre de roulement : $g = 88.2 \text{ kg/m} = 0.882 \text{ kN/m}$ (HEA 280 + KSN 50 · 30)
 Charge de fatigue : $Q_{fat} = Q_{r, max}$

Situations de risque

Deux situations de risque doivent être envisagées:

N° 1 : $S_d = 1.3 g + 1.5 \Phi Q_{r, max} + 1.5 Q_{Tr} + 0.8 Q_{Lr}$

N° 2 : $S_d = 1.3 g + 1.5 \Phi Q_{r, max} + 1.5 Q_{Lr} + 0.8 Q_{Tr}$

Système statique

- Vertical

Le système statique vertical de la poutre de roulement est la poutre continue sur huit appuis.

- Horizontal

L'aile supérieure de la poutre de roulement est appuyée au droit de chaque montant de cadre de la halle.

Le système statique horizontal est donc le même que le système vertical (poutre continue sur huit appuis).

15.7.1 Prédimensionnement

Flèches verticales

- Flèche limite

$$w(Q_{ser}) = \frac{\varsigma Q_{ser} l^3}{E I_y} \leq w_{lim} = \frac{l}{700} = \frac{6000 \text{ mm}}{700} = 8.6 \text{ mm}$$

$$\text{avec } Q_{ser} = Q_{r, max}$$

- Inertie de la poutre

Le moment d'inertie nécessaire est déterminé à l'aide de l'abaque de la page 160 des tables SZS C4.1, avec:

$$\frac{a}{l} = \frac{2800 \text{ mm}}{6000 \text{ mm}} = 0.467$$

- Travée de rive:

$$\varsigma_1 = 0.0215$$

$$I_{y1} \geq \frac{\varsigma_1 Q_{ser} l^3}{E w_{lim}} = \frac{0.0215 \cdot 73.4 \text{ kN} \cdot (6000 \text{ mm})^3}{210 \text{ kN/mm}^2 \cdot 8.6 \text{ mm}} = 189 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Choix: HEB 280 + KSN 50 · 30 ($I_{y1} = 213 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$)

- Travée intermédiaire:

$$\varsigma_2 = 0.0145$$

$$I_{y2} \geq \frac{\varsigma_2 Q_{ser} l^3}{E w_{lim}} = \frac{0.0145 \cdot 73.4 \text{ kN} \cdot (6000 \text{ mm})^3}{210 \text{ kN/mm}^2 \cdot 8.6 \text{ mm}} = 127 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Choix: HEA 280 + KSN 50 · 30 ($I_{y2} = 155.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$)

- Contrôle du rapport des moments d'inertie

$$\frac{I_{y1}}{I_{y2}} = \frac{213 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{155.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 1.37 \quad (\text{abaque SZS C4.1: } \frac{I_{y1}}{I_{y2}} = 1.3)$$

OK

Flèches horizontales

- Inertie de la poutre

Nous admettons que seule l'aile supérieure participe à la résistance à la flexion horizontale. Le moment d'inertie vaut donc:

- Travée de rive (HEB 280):

$$I_1 = \frac{1}{2} I_{z1} = 33.05 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

- Travée intermédiaire (HEA 280):

$$I_2 = \frac{1}{2} I_{z2} = 23.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

- Flèche horizontale sous l'effet de la force $QT_{ser} = QT_r$

- Travée de rive:

$$v_1 = \frac{\varsigma_1 QT_{ser} l^3}{E I_{z1}} = \frac{0.0215 \cdot 9.4 \text{ kN} \cdot (6000 \text{ mm})^3}{210 \text{ kN/mm}^2 \cdot 33.05 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 6.3 \text{ mm}$$

- Travée intermédiaire:

$$v_2 = \frac{\varsigma_2 QT_{ser} l^3}{E I_{z2}} = \frac{0.0145 \cdot 9.4 \text{ kN} \cdot (6000 \text{ mm})^3}{210 \text{ kN/mm}^2 \cdot 23.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 5.9 \text{ mm}$$

- Vérifications

- Travée de rive:

$$v(QT_{ser}) = v_1 = 6.3 \text{ mm} \leq v_{lim} = \frac{l}{800} = \frac{6000 \text{ mm}}{800} = 7.5 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

- Travée intermédiaire:

$$v(QT_{ser}) = v_2 = 5.9 \text{ mm} \leq v_{lim} = 7.5 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Dans la suite de cet exemple, nous ne vérifierons, par simplification, que la poutre de roulement d'une travée intermédiaire (HEA 280 + KSN 50.30). La vérification de la travée de rive (HEB 280 + KSN 50.30) s'effectue selon la même procédure.

15.7.2 Vérification de la sécurité structurale

Efforts intérieurs

- Efforts intérieurs dus au poids propre

Par souci de simplification, la poutre de roulement est considérée comme une poutre continue infiniment longue.

- Sur appui:

$$M_{max}^- \leq -\frac{g l^2}{12} = -\frac{0.882 \text{ kN/m} \cdot (6.0 \text{ m})^2}{12} = -2.65 \text{ kNm}$$

$$V_{max} \leq \frac{g l}{2} = \frac{0.882 \text{ kN/m} \cdot 6.0 \text{ m}}{2} = 2.65 \text{ kN}$$

- En travée:

$$M_{max}^+ \geq \frac{g l^2}{24} = \frac{0.882 \text{ kN/m} \cdot (6.0 \text{ m})^2}{24} = 1.32 \text{ kNm}$$

- Efforts intérieurs maximaux dus à la paire de charges verticales $\Phi Q_{r,max}$

- Les lignes d'influence (SZS C4.1 p. 157-159) donnent, avec $\frac{a}{l} = 0.467$:

Moment maximal sur le premier appui intermédiaire: $\mu_{II} = 0.147$

Moment maximal en travée intermédiaire: $\mu_2 = 0.177$

Réaction d'appui maximale: $\rho_I = 1.83$

- Moment de flexion sur appui M_y :

$$M_{\Phi Q, max} = -\mu_{II} \Phi Q_{r, max} l = -0.147 \cdot 1.10 \cdot 73.4 \text{ kN} \cdot 6.0 \text{ m} = -71.2 \text{ kNm}$$

- Moment de flexion en travée M_y :

$$M_{\Phi Q, max} = \mu_2 \Phi Q_{r, max} l = 0.177 \cdot 1.10 \cdot 73.4 \text{ kN} \cdot 6.0 = 85.8 \text{ kNm}$$

- Réaction d'appui:

$$R_{\Phi Q, max} = \rho_I \Phi Q_{r, max} = 1.83 \cdot 1.10 \cdot 73.4 \text{ kN} = 147.8 \text{ kN}$$

- Efforts intérieurs dus aux forces transversales QT_r

Les forces QT_r agissent au sommet du rail avec une excentricité $e = h_{rail} + t_f/2$. Cette excentricité crée un couple de forces agissant en opposition dans chaque aile (fig. 15.27).

- Forces transversales excentrées:

Aile supérieure

$$QT_{r, sup} = QT_r + QT_r \frac{e}{b} = QT_r \left(1 + \frac{e}{b}\right) = 9.4 \text{ kN} \cdot \left(1 + \frac{20 \text{ mm} + 13 \text{ mm}/2}{257 \text{ mm}}\right) = 10.4 \text{ kN}$$

Aile inférieure

$$QT_{r, inf} = QT_r \frac{e}{b} = 9.4 \text{ kN} \cdot \frac{26.5 \text{ mm}}{257 \text{ mm}} = 1.0 \text{ kN}$$

- Moments de flexion M_z :

Aile supérieure sur appui

$$M_{QT, sup} = \pm \mu_{II} QT_{r, sup} l = \pm 0.147 \cdot 10.4 \text{ kN} \cdot 6 \text{ m} = \pm 9.2 \text{ kNm}$$

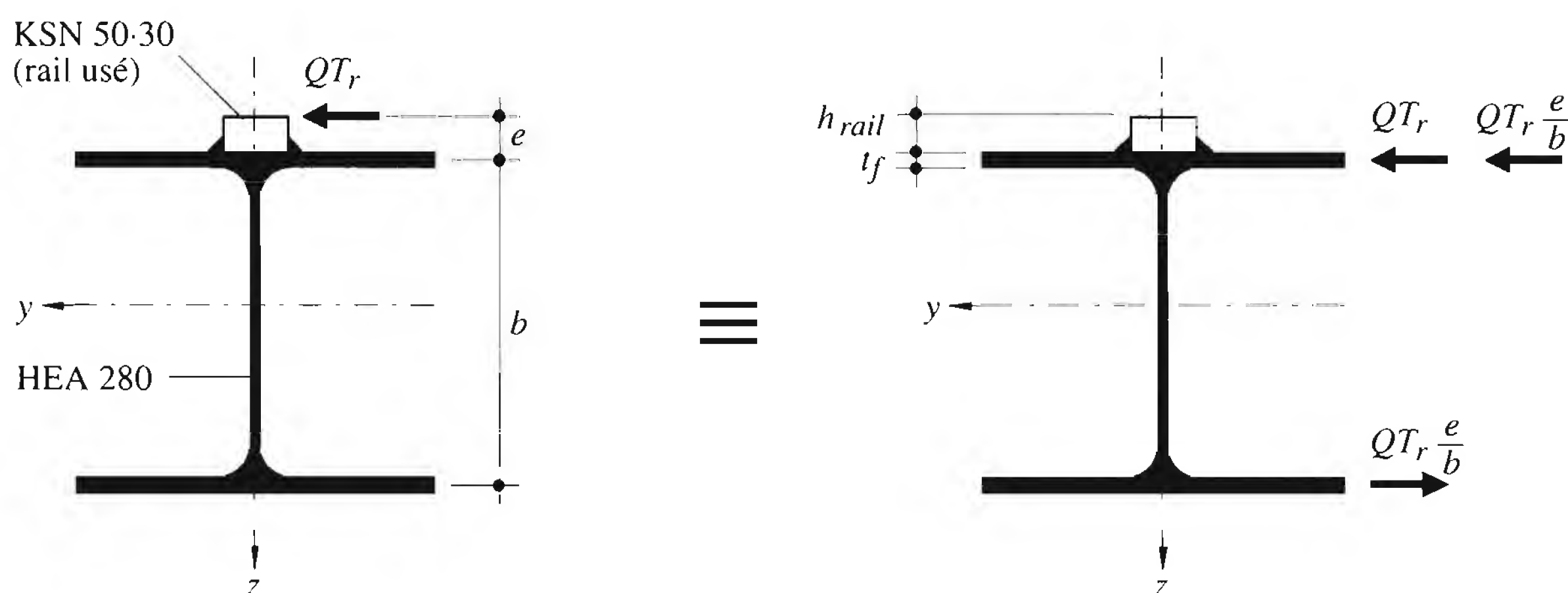


Fig. 15.27 Force transversale QT_r et excentricité e .

Aile supérieure en travée

$M_{QT, sup} = \mp \mu_2 QT_{r, sup} l = \mp 0.177 \cdot 10.4 \text{ kN} \cdot 6 \text{ m} = \mp 11.0 \text{ kNm}$

Aile inférieure sur appui

$M_{QT, inf} = \mp \mu_{II} QT_{r, inf} l = \mp 0.147 \cdot 1.0 \text{ kN} \cdot 6 \text{ m} = \mp 0.9 \text{ kNm}$

Aile inférieure en travée

$M_{QT, inf} = \pm \mu_2 QT_{r, inf} l = \pm 0.177 \cdot 1.0 \text{ kN} \cdot 6 \text{ m} = \pm 1.1 \text{ kNm}$

- Efforts dus aux forces longitudinales QL_r

- Effort normal:

$N = QL_r = \pm 14.7 \text{ kN}$

- Moment d'excentricité M_y :

$M_{QL} = QL_r e_o = \pm 14.7 \text{ kN} \cdot (-0.141 \text{ m}) = \mp 2.1 \text{ kNm}$

avec $e_o = -141 \text{ mm}$ (tiré des tables SZS C5)

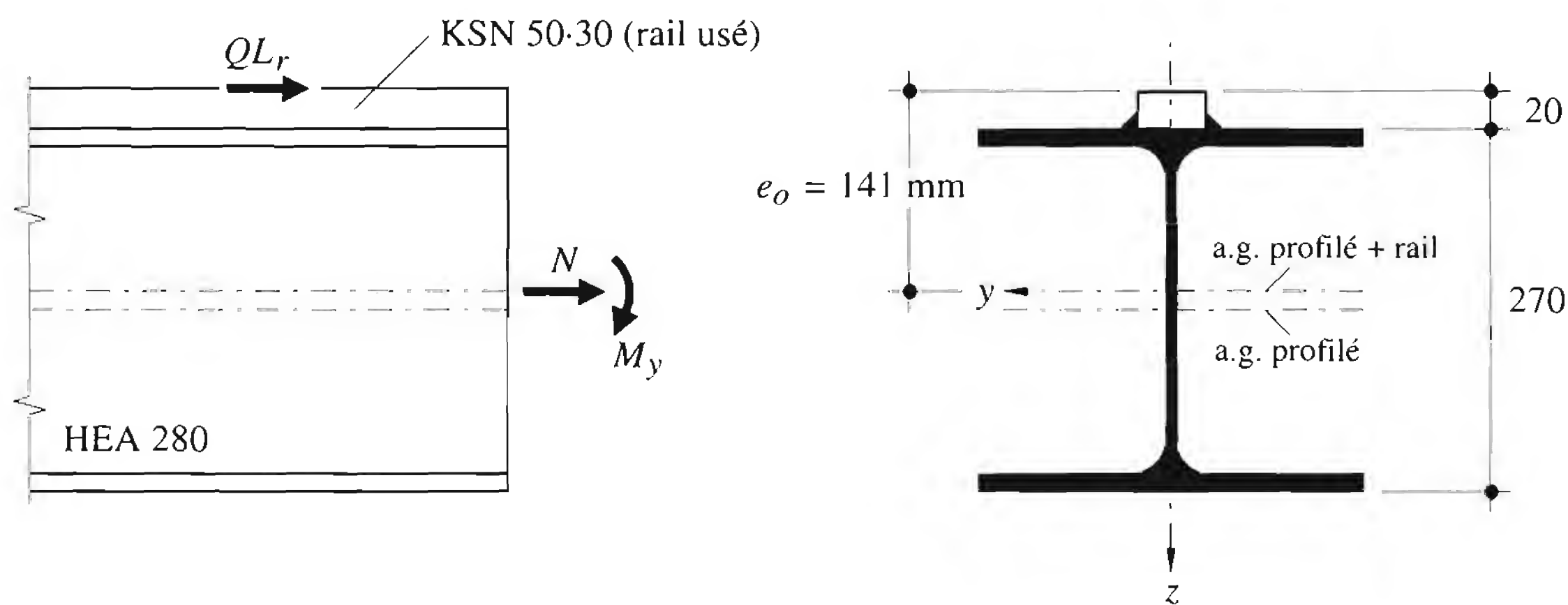


Fig. 15.28 Force longitudinale QL_r et excentricité e_o

- Résumé des efforts intérieurs

Le tableau 15.29 résume les efforts intérieurs déterminés au paragraphe 15.7.2.

Tableau 15.29 Résumé des efforts intérieurs dans la poutre de roulement.

Force ou charge	Appui			Travée	
	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Poids propre g	–	– 2.7	–	1.3	–
$\Phi Q_{r,max}$	–	– 71.2	–	85.8	–
$QT_{r,sup}$	–	–	± 9.2	–	∓ 11.0
$QT_{r,inf}$	–	–	∓ 0.9	–	± 1.1
QL_r	± 14.7	∓ 2.1	–	∓ 2.1	–

Les moments de flexion M_z provoqués par $QT_{r,inf}$ étant faibles (10%) par rapport à ceux provoqués par $QT_{r,sup}$, nous décidons de les négliger.

Calcul des contraintes

Le calcul des contraintes normales s'effectue aux points où celles-ci peuvent être maximales (points 0 à 4). La figure 15.30 montre les caractéristiques géométriques de la section. Le tableau 15.31 résume les contraintes normales calculées aux points 0, 1 et 3, les contraintes maximales aux points 2 et 4 étant les mêmes. La contrainte normale est calculée avec l'expression:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} z - \frac{M_z}{I_z} y$$

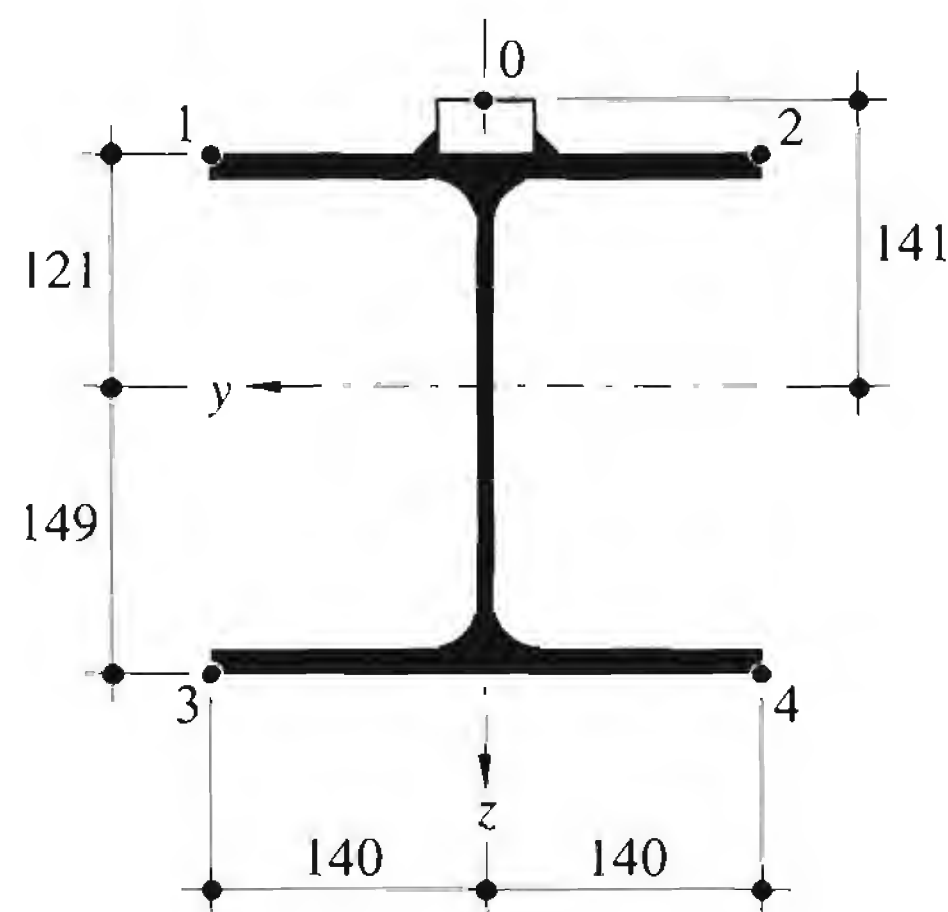


Figure 15.30 Caractéristiques géométriques de la section.

Tableau 15.31 Résumé des contraintes normales de flexion [N/mm²] dans la poutre de roulement (rail usé).

Force ou charge	Appui					Travée				
	σ_0	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_0	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
Poids propre g	2.4	2.1	2.1	- 2.6	- 2.6	-1.2	- 1	- 1	1.2	1.2
$\Phi Q_{r,max}$	64.4	55.3	55.3	- 68.1	- 68.1	-77.6	- 66.6	- 66.6	82.1	82.1
$QT_{r,sup}$	0	∓ 53.9	∓ 53.9	0	0	0	± 64.4	∓ 64.4	0	0
$QT_{r,inf}$	0	0	0	∓ 5.3	∓ 5.3	0	0	0	± 6.4	± 6.4
QL_r	± 3.3	± 3	∓ 3	∓ 0.6	∓ 0.6	± 3.3	± 3	± 3	∓ 0.6	∓ 0.6

- Calcul des contraintes (valeurs de dimensionnement)

Pour chaque point 0 à 4 (fig. 15.30), nous calculons la valeur de dimensionnement de la contrainte en considérant les valeurs positives ou négatives des forces $QT_{r,sup}$, $QT_{r,inf}$ et QL_r pour les deux situations de risque. La valeur maximale de la contrainte est située au point 1 pour la situation de risque n° 1 :

$$\sigma_{d1} = 1.3 \cdot (- 1.0) + 1.5 \cdot (- 66.0) + 1.5 \cdot (- 64.4) + 0.8 \cdot (- 3.0) = - 199.3 \text{ N/mm}^2$$

Sécurité structurale

- Résistance en section

$$\sigma_d = 199.3 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{f_y}{\gamma_R} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1.1} = 213.6 \text{ N/mm}^2$$

- Vérification de la stabilité

La voie de roulement est sollicitée par un moment de flexion M_y , un moment de torsion et un effort normal. Comme la norme SIA 161 ne propose pas de formule de vérification de la stabilité pour cette sollicitation, on ramène le problème à une vérification de la stabilité de l'aile supérieure sollicitée par un moment de flexion M_z et un effort normal.

- Caractéristiques de l'aile supérieure:

On admet que l'aire de l'âme participante est égale à environ $d \frac{b}{6}$ (fig. 15.30):

$$A = 4920 \text{ mm}^2$$

$$I_z = 24.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$i_z = 70 \text{ mm}$$

- Efforts intérieurs

L'effort normal dans l'aile supérieure est la résultante des contraintes de compression dues aux moments de flexion sous les charges g et $\Phi Q_{r,max}$ et la force QL_r . Les résultantes sont les suivantes:

$$N_g = -5.0 \text{ kN}$$

$$M_{\Phi Q_{r,max}} = -352 \text{ kNm}$$

$$N_{QL_r} = -16.0 \text{ kN}$$

Le moment de flexion M_z dû à l'excentricité de la force $QT_{r,max}$ vaut (fig. 15.27):

$$M_z = 11 \text{ kNm}$$

- Situation de risque n° 1:

$$N_d = 1.3 \cdot (-5.0 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (-352 \text{ kN}) + 0.8 \cdot (-16.0 \text{ kN}) = -547 \text{ kN}$$

$$M_{dz} = 1.5 \cdot 11.0 \text{ kNm} = 16.5 \text{ kNm}$$

- Situation de risque n° 2:

$$N_d = 1.3 \cdot (-5.0 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (-352 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (-16.0 \text{ kN}) = -558 \text{ kN}$$

$$M_{dz} = 0.8 \cdot 11.0 \text{ kNm} = 8.8 \text{ kNm}$$

- Vérification

La vérification de la stabilité de la voie de roulement revient à celle de l'aile supérieure comprimée et fléchée transversalement. On utilise la formule (6.8) du TGC vol. 10:

$$\frac{N_d}{N_{Kz}/\gamma_R} + \frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_{crz}}} \cdot \frac{\omega \cdot M_{dz,max}}{M_{Rz}/\gamma_R} \leq 1.0$$

avec $\omega = 1.0$ (barre chargée transversalement)

$$N_{Kz} = 708 \text{ kN} (l_{Kz} = 6000 \text{ mm}, \alpha = 0.49, f_y = 235 \text{ N/mm}^2)$$

$$N_{crz} = 1388 \text{ kN}$$

$$M_{Rz} = f_y \cdot W_z = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{24.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{140 \text{ mm}} = 40.5 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 40.5 \text{ kNm}$$

- Situation de risque n° 1:

$$\frac{547 \text{ kN}}{708 \text{ kN}/1.1} + \frac{1}{1 - \frac{547 \text{ kN}}{1388 \text{ kN}}} \cdot \frac{1.0 \cdot 16.5 \text{ kNm}}{40.5 \text{ kNm}/1.1} = 1.56 > 1.0$$

- Situation de risque n° 2:

$$\frac{558 \text{ kN}}{708 \text{ kN}/1.1} + \frac{1}{1 - \frac{558 \text{ kN}}{1388 \text{ kN}}} \cdot \frac{1.0 \cdot 8.8 \text{ kNm}}{40.5 \text{ kNm}/1.1} = 1.27 > 1.0$$

- Conclusion

On constate que la vérification de la stabilité de la poutre de roulement n'est pas satisfaite. Pour assurer cette stabilité, il est indispensable de renforcer l'aile supérieure de la poutre (voir exemples à la figure 15.17). Il faut augmenter l'inertie I_z de l'aile supérieure jusqu'à ce que la stabilité soit assurée.

15.7.3 Vérification de la sécurité à la fatigue

Efforts intérieurs dus à la charge de fatigue

D'une façon générale, la différence de contraintes $\Delta\sigma$ peut être calculée avec:

$$\Delta M(\Phi Q_{fat}) = M_{max}(\Phi Q_{fat}) - M_{min}(\Phi Q_{fat}) = (M_{max}(\Phi Q_{fat})) \left[1 - \frac{M_{min}(\Phi Q_{fat})}{M_{max}(\Phi Q_{fat})} \right]$$

Les tables SZS C4.1, pages 157 à 159, donnent, avec $\frac{a}{l} = 0.467$:

Rapport des valeurs sur le premier appui intermédiaire: $\frac{M_{min}}{M_{max}} = -0.235$

Rapport des valeurs en travée intermédiaire: $\frac{M_{min}}{M_{max}} = -0.258$

- Sur appui

$$\Delta M(\Phi Q_{fat}) = -71.2 \text{ kNm} \cdot [1 - (-0.235)] = -87.9 \text{ kNm}$$

avec $Q_{fat} = Q_{r, max}$

- En travée

$$\Delta M(\Phi Q_{fat}) = 85.8 \text{ kNm} \cdot [1 - (-0.258)] = 107.9 \text{ kNm}$$

Détails de construction

Les différences de contraintes sont à calculer pour les différents points représentés à la figure 15.32, correspondant aux détails suivants:

- Point 1:
joint transversal du rail
 $\Delta\sigma_C = 71 \text{ N/mm}^2$ (SIA 161, chiffre 4 54 3)
- Point 2:
cordon de soudure continu entre le rail et l'aile supérieure

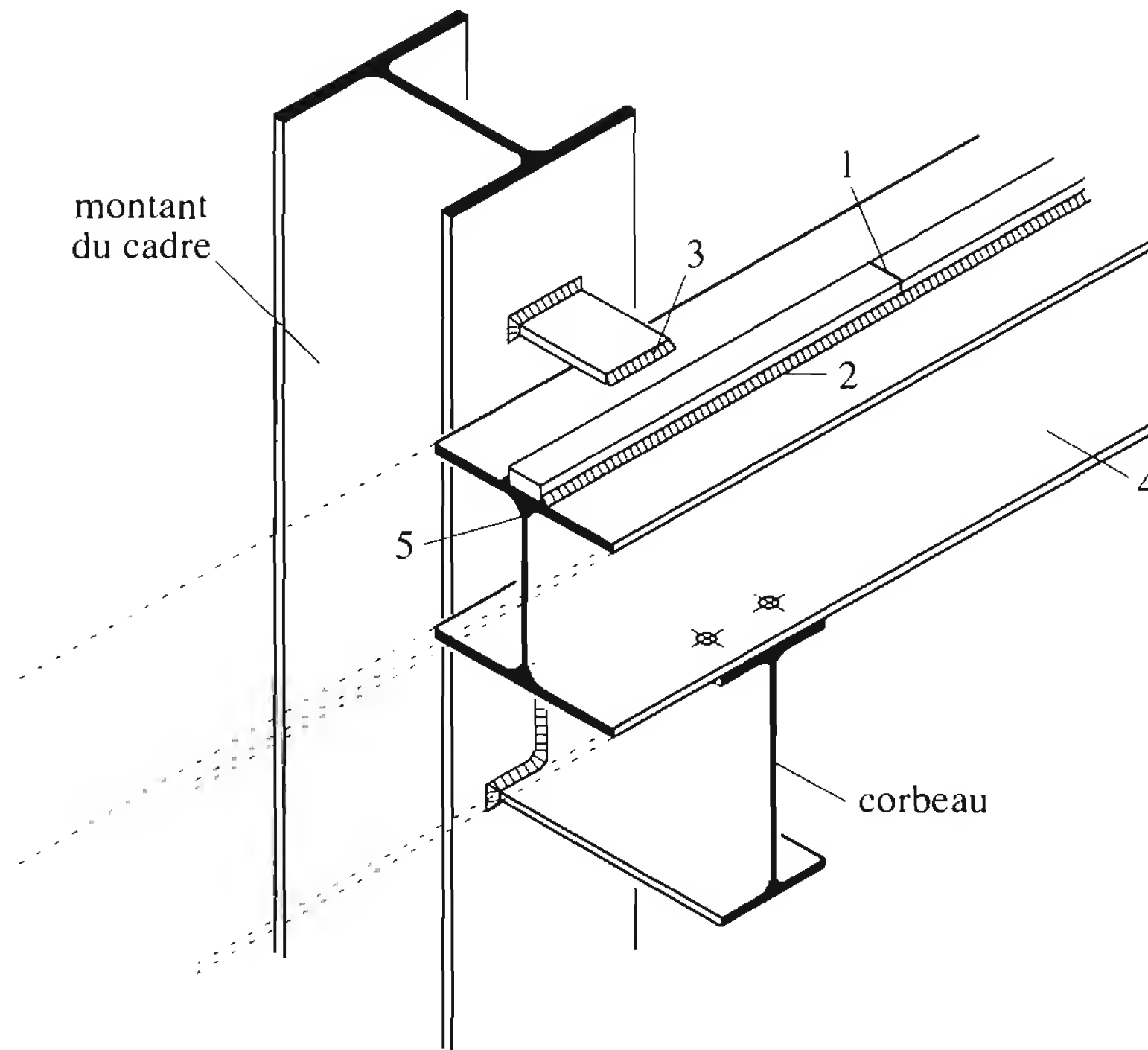


Fig. 15.32 Détails de construction pour la vérification de la sécurité à la fatigue.

$\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2$ (SIA 161, annexe A1, planche 2, détail 2)

($\Delta\sigma_C = 80 \text{ N/mm}^2$ pour soudure discontinue (SIA 161, annexe A1, planche 2, détail 8))

- Point 3 :
soudure de l'appui transversal sur l'aile supérieure ($r = 0$)
 $\Delta\sigma_C = 45 \text{ N/mm}^2$ (SIA 161, annexe A1, planche 4, détail 2)
- Point 4 :
contrainte de flexion dans le profilé laminé
 $\Delta\sigma_C = 160 \text{ N/mm}^2$, (SIA 161, annexe A1, planche 1, détail 2)
- Point 5 :
contraintes locales dans l'âme du profilé laminé
 $\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2$ (SIA 161, chiffre 4 54 3)
($\Delta\sigma_C = 71 \text{ N/mm}^2$ pour profil composé à âme pleine)

Différence de contraintes

Le tableau 15.33 résume les valeurs des différences de contraintes de flexion de la poutre de roulement dues à la charge de fatigue, calculées avec $I_y = 155.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ selon les tables SZS C5 (+ indique $\Delta\sigma$ en traction, – en compression):

$$\Delta\sigma(Q_{fat}) = \frac{\Delta M(\Phi Q_{fat})}{I_y} z$$

Au point 5, le calcul de $\Delta\sigma$ dans l'âme du profil est basé sur le chiffre 4.54.3 de la norme SIA 161:

$$\Delta\sigma_5(\Phi Q_{fat}) = \frac{\Phi Q_{fat}}{l d} = \frac{1.10 \cdot 73.4 \cdot 10^3 \text{ N}}{855 \text{ mm}^2} = 94.4 \text{ N/mm}^2$$

Tableau 15.33 Résumé des différences de contraintes dans la poutre de roulement (rail usé).

Détail	z [mm]	Appui		Travée	
		ΔM [kNm]	$\Delta \sigma$ [N/mm ²]	ΔM [kNm]	$\Delta \sigma$ [N/mm ²]
Point 1	– 141	87.9	+ 80	107.9	– 98
Point 2	– 121	87.9	+ 68	107.9	– 84
Point 3	– 121	87.9	+ 68	–	–
Point 4	149	87.9	– 84	107.9	+ 103

en calculant indirectement $l d$ avec l’aide de:

$Q_{r,R} = f_y l d = 201 \text{ kN}$ (tiré des tables SZS C5)

$\Rightarrow l d = \frac{201 \text{ kN}}{f_y} = \frac{201\,000}{235 \text{ N/mm}^2} = 855 \text{ mm}^2$

Vérification

Les valeurs $\Delta \sigma (\Phi Q_{fat})$ peuvent être réduites par le facteur de correction α afin d’obtenir une différence de contraintes équivalente $\Delta \sigma_e$ correspondant à $2 \cdot 10^6$ cycles de contraintes :

$\Delta \sigma_e = \alpha \Delta \sigma (\Phi Q_{fat})$

Pour un pont roulant de classe Q4 (état de chargement) et U4 (fréquence d’utilisation), une valeur $\alpha = 0.36$ est déterminée à l’aide de la figure 15.23. La vérification de la sécurité à la fatigue devient:

$\Delta \sigma_e = \alpha \Delta \sigma (\Phi Q_{fat}) \leq \frac{\Delta \sigma_C}{\gamma_{fat}}$

avec $\gamma_{fat} = 1.1$ ($\gamma_{fat} = 1.0$ si toujours en compression)

Le tableau 15.34 résume la vérification de la sécurité à la fatigue des détails de construction

Tableau 15.34 Résumé de la vérification de la sécurité à la fatigue.

Détail de construction		$\Delta \sigma (\Phi Q_{fat})$ [N/mm ²]	$\Delta \sigma_e$ [N/mm ²]	$\Delta \sigma_C$ [N/mm ²]	$\Delta \sigma_C / \gamma_{fat}$ [N/mm ²]	$\Delta \sigma_e \leq \frac{\Delta \sigma_C}{\gamma_{fat}}$
Point 1	Appui	+ 80	29	71	65	OK
	Travée	– 98	35	71	65	OK
Point 2	Appui	+ 68	24	125	114	OK
	Travée	– 84	30	125	114	OK
Point 3	Appui	+ 68	24	45	41	OK
Point 4	Travée	+ 103	37	160	145	OK
Point 5		+ 94	34	125	114	OK

15.7.4 Calcul de la fixation du rail

Les cordons de soudure du rail doivent résister à l'effort rasant v_d agissant dans cette liaison:

$$v_d = \frac{V_d S_{rail}}{I_{tot}}$$

- Effort tranchant

$$V_d = 190 \text{ kN}$$

- Moment d'inertie

Le calcul du moment d'inertie s'effectue sous forme de tableau (tab. 15.36), avec:

$$z_G = \frac{\sum z A}{\sum A} = \frac{225\,000 \text{ mm}^3}{11\,230 \text{ mm}^2} = 20.0 \text{ mm}$$

$$I_{tot} = \sum A (z_G - z)^2 + \sum I_{propre} = (29.3 + 136.8) \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 166.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Tableau 15.35 Calcul du moment d'inertie de la section totale (poutre + rail non utilisé).

Elément	z [mm]	A [mm ²]	$z A$ [mm ³]	$A (z_G - z)^2$ [mm ⁴]	I_{propre} [mm ⁴]
HEA 280	0	9 730	0	$3.9 \cdot 10^6$	$136.7 \cdot 10^6$
KSN 50 · 30	150	1 500	225 000	$25.4 \cdot 10^6$	$0.1 \cdot 10^6$
		11 230	225 000	$29.3 \cdot 10^6$	$136.8 \cdot 10^6$

- Moment statique du rail

$$S_{rail} = A_{rail} (z_{rail} - z_G) = 1500 \text{ mm}^2 \cdot (150.0 \text{ mm} - 20.0 \text{ mm}) = 195 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

- Effort rasant

$$v_d = \frac{190 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 195\,000 \text{ mm}^3}{166.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 223.1 \text{ N/mm}$$

- Vérification

Pour les éléments de construction en acier S235, la section de contact est déterminante.

$$v_d \leq 2 \frac{0.7 f_y s}{\gamma_R}$$

Choix du cordon: $a = 6 \text{ mm} \rightarrow s = a\sqrt{2} = 8.5 \text{ mm}$

$$v_d = 223.1 \text{ N/mm} \leq 2 \cdot \frac{0.7 \cdot 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 8.5 \text{ mm}}{1.1} = 2542 \text{ N/mm}$$

OK

15.7.5 Introduction des forces

Introduction des charges par les galets

- Contraintes locales

– Force concentrée:

$$F_d = \gamma_Q \Phi Q_{r, max} = 1.5 \cdot 1.1 \cdot 73.4 \text{ kN} = 121.1 \text{ kN}$$

- Résistance (fig. 15.20):

$$f_y l_{ef} d = Q_{r,R} = 201 \text{ kN (tables SZS C5)}$$

- Vérification:

$$F_d = 121.1 \text{ kN} \leq \frac{Q_{r,R}}{\gamma_R} = \frac{201 \text{ kN}}{1.1} = 182.7 \text{ kN}$$

OK

- Voilement local

- Force concentrée:

$$F_d = \gamma_Q \Phi Q_{r,max} = 121.1 \text{ kN}$$

- Résistance (force agissant d'un seul côté (en travée, fig. 15.21(a))):

$$F_{R1} = 0.5 d^2 f_y \sqrt{\frac{E t}{f_y d}} \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 = 0.5 \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\cdot \sqrt{\frac{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2}{235 \text{ N/mm}^2} \cdot \frac{13 \text{ mm}}{8 \text{ mm}}} \cdot 1.21 \cdot 1.37 \cdot 1.16 \cdot 1.0 = 551.0 \cdot 10^3 \text{ N} = 551 \text{ kN}$$

avec $d = 8 \text{ mm}$ $t = 13 \text{ mm}$

$$\beta_1 = 4 \sqrt{\frac{c}{5 t}} = 4 \sqrt{\frac{140 \text{ mm}}{5 \cdot 13 \text{ mm}}} = 1.21 \leq 1.25$$

$$\beta_2 = \sqrt{\frac{60 d}{b}} = \sqrt{\frac{60 \cdot 8 \text{ mm}}{257 \text{ mm}}} = 1.37 \geq (1.0)$$

$$\beta_3 = 1 + \frac{l_0}{b} = 1 + \frac{2 \cdot 20 \text{ mm}}{257 \text{ mm}} = 1.16 \leq 1.5$$

$$\beta_4 = 1.5 - \frac{\sigma_{xd}}{f_y / \gamma_R} = 1.5 - \frac{92.6 \text{ N/mm}^2}{235 \text{ kN/mm}^2 / 1.1} = 1.07 > 1.0 \rightarrow \beta_4 = 1.0$$

$$\sigma_{xd} = \frac{M_{dy}}{I_y} (e_1 - t)$$

$$= \frac{(1.3 \cdot 1.3 + 1.5 \cdot 85.8 + 1.5 \cdot 2.1) \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{155.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \cdot (121 \text{ mm} - 13 \text{ mm})$$

$$= 92.6 \text{ N/mm}^2$$

- Vérification:

$$F_d = 121.1 \text{ kN} \leq \frac{F_{R1}}{\gamma_R} = \frac{551 \text{ kN}}{1.1} = 500.9 \text{ kN}$$

OK

Introduction de la réaction d'appui

Le corbeau nécessaire au support de la voie, donné par un prédimensionnement non reporté dans cet exemple, est un profilé IPE 300.

- Contraintes locales

- Réaction d'appui maximale:

$$R_d = 1.3 g l + 1.5 R_{\Phi Q, max}$$

$$= 1.3 \cdot 0.882 \text{ kN/m} \cdot 6.0 \text{ m} + 1.5 \cdot 147.8 \text{ kN} = 228.6 \text{ kN}$$

– Résistance:

Section de référence: $l_1 = l_0 + 2\alpha t$

l_0 correspond à une diffusion des efforts selon une pente 1:1 à travers l'aile du corbeau (profilé IPE 300 avec $t = 10.7 \text{ mm}$, $d = 7.1 \text{ mm}$, $r = 15 \text{ mm}$).

$$l_0 = d + 2r(2 - \sqrt{2}) + 2t = 7.1 \text{ mm} + 2 \cdot 15 \text{ mm} (2 - \sqrt{2}) + 2 \cdot 10.7 \text{ mm} \cong 46 \text{ mm}$$

$$l_1 = l_0 + 2\alpha t = 46 \text{ mm} + 2 \cdot 7.27 \cdot 13 \text{ mm} = 235 \text{ mm}$$

L'angle de diffusion α dans l'aile de la poutre de roulement est donné par (avec $\alpha_0 = 6$ pour un profilé laminé):

$$\alpha = \alpha_0 \sqrt[4]{\frac{c}{5t}} = 6 \cdot \sqrt[4]{\frac{140 \text{ mm}}{5 \cdot 13 \text{ mm}}} = 7.27 \leq 1.25 \alpha_0 = 1.25 \cdot 6 = 7.5$$

La résistance de l'âme vaut:

$$F_R = f_y A_1 = f_y l_1 d = 0.235 \text{ kN/mm}^2 \cdot 235 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm} = 442 \text{ kN}$$

– Vérification:

$$R_d = 228.6 \text{ kN} \leq \frac{F_R}{\gamma_R} = \frac{442 \text{ kN}}{1.1} = 401.6 \text{ kN}$$

OK

• Voilement local

– Réaction d'appui:

$$R_d = 228.6 \text{ kN}$$

– Résistance (force agissant des deux côtés):

$$F_{R2} = 3 d^2 f_y \sqrt{\frac{E t}{f_y b}} \beta_1 \beta_3 \beta_4 = 3 \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\cdot \sqrt{\frac{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2}{235 \text{ N/mm}^2} \cdot \frac{13 \text{ mm}}{257 \text{ mm}}} \cdot 1.21 \cdot 1.18 \cdot 1.0 = 433 \cdot 10^3 \text{ N} = 433 \text{ kN}$$

avec $d = 8 \text{ mm}$

$t = 13 \text{ mm}$

$$\beta_1 = 1.21 \leq 1.25$$

$$\beta_3 = 1 + \frac{l_0}{b} = 1 + \frac{46 \text{ mm}}{257 \text{ mm}} = 1.18 \leq 1.5$$

$$\beta_4 = 1.5 - \frac{\sigma_{xd}}{f_y/\gamma_R} = 1.5 - \frac{99.0 \text{ N/mm}^2}{0.235 \text{ kN/mm}^2/1.1} = 1.04 > 1 \rightarrow \beta_4 = 1.0$$

$$\sigma_{xd} = \frac{M_{yd}(e_u - t)}{I_y} = \frac{(1.3 \cdot 2.7 + 1.5 \cdot 71.2 + 1.5 \cdot 2.1) 10^6 \text{ Nmm}}{155.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}$$

$$\cdot (149 \text{ mm} - 13 \text{ mm}) = 99 \text{ N/mm}^2$$

– Vérification:

$$R_d = 228.6 \text{ kN} \leq \frac{F_{R2}}{\gamma_R} = \frac{433 \text{ kN}}{1.1} = 394 \text{ kN}$$

OK

Références

- [15.1] FEM, *Règles pour le calcul des appareils de levage*, Fédération européenne de la manutention, Paris, 1987.
- [15.2] EN 10 025, *Produits laminés à chaud en acier de construction non-alliés / Conditions techniques de livraison*, CEN Comité européen de normalisation, Bruxelles, 1990.
- [15.3] LEQUIN, Philippe, *Application de l'Eurocode 1 - Partie 5: Actions induites par les ponts roulants sur les chemins de roulement*, Construction métallique N° 3 (1998), Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 1998, pp. 33-62.

Index

Absorption phonique, 152, 155

Acier(s)

- inoxydable, 27
- patinables, 27

Actions

- accidentelles, 207, 437
- climatiques, 197
- dues aux ponts roulants, 202
- indirectes, 437

Adhérence, 308

Amortissement, 325, 394

Ancrage(s), 308, 317, 318, 320, 321, 551

Angle(s) de cadre, 60, 487, 533

Aptitude au service, 188, 190

Armature complémentaire, 319

Assemblages, 36, 137, 143, 159, 168, 183, 260, 335, 513, 534

- articulés, 140, 335
- poutre-poteau, 140, 337, 338
- rigides, 141, 338
- semi-rigides, 56, 340, 590
- solive-sommier, 137, 335, 338

Attaches, 260, 630

Bardage, 167, 170, 229

Bâtiments à portiques, 119

Bâtiments-ponts, 120

Bossages, 308-311, 316, 317, 320

Cadre, 425, 487

- contreventé, 434, 574
- non contreventé, 434, 574
- non tenu, 434, 439, 453, 456, 574
- rigide, 108, 435, 439, 574
- souple, 435, 440, 574
- tenu, 427, 434, 455, 521, 574

Cadre-portique, 60, 67, 79

Caractéristiques mécaniques, 25, 228, 584

Charge(s)

- de construction, 195, 310, 363
- permanentes, 193, 437
- utiles, 195

Cheminement des charges, 52-54, 70, 307, 668

Choc, 208

Circulations

- horizontales, 40
- verticales, 39

Cisaillement longitudinal, 316

Classe de section, 356, 365, 382

Classification, 434, 595, 665, 688

Coefficient

- d'amplification, 494, 526
- d'équivalence, 364

Connecteur(s), 316, 369, 630

- non souples, 369, 377
- souples, 369, 374, 375

Connexion, 307-309, 313, 316, 317

- acier-béton, 369
- degré de, 370
- partielle, 309, 370, 374, 377
- totale, 309, 370, 373

Contreflèches, 350, 494

Contreventements, 67, 70, 79, 115, 609, 611 ss

Corbeaux, 671, 675

Croix de St-André, 76, 116, 118

Dalle, 128

- en béton armé, 129, 308
- mixte, 129, 307
- sur coffrage perdu, 131

Degré de connexion, 370, 375, 377

Détails de construction, 46, 58, 666

Déversement, 347, 383, 489, 504, 642

Diaphragmes, 67, 76, 613

Dilatation thermique, 73, 625

Eclairage zénithal, 164

Effet(s)

- à long terme, 310, 321
- cadre, 522, 627
- de fatigue, 206
- de mare, 160, 310, 311, 322, 387
- de second ordre, 110, 432, 440, 467, 469
- diaphragme, 627, 638
- dynamiques, 203
- mixte, 250, 252
- secondaires, 623
- tridimensionnels, 589

Effort rasant, 287, 308, 316, 370, 380

Elancement, 324, 346, 351, 431, 468, 500, 517, 534, 581, 588

Enveloppe, 152

Equerres clouées, 308, 379

Essais, 240, 248, 253, 263, 316

Etanchéité, 152, 155, 174

Etat limite ultime, 441

Etayage, 309-311, 363

Etrésillons, 66, 522

Façades, 153, 167, 178, 225, 289

Fatigue, 206, 686

Ferme, 425, 494

– à treillis, 62, 494

Filières, 289

Fissuration, 312, 324, 392

Flambage, 451, 517, 523, 576

Flèche initiale, 430, 452, 574

Flèches limites, 245, 323, 349, 387, 493, 676

Flexion gauche, 157

Fonction

– porteuse, 121, 151, 153

– protectrice, 121, 151, 153

Fréquence, 324, 395

Galvanisation, 228

Goujons, 308, 317-319, 377

Hyperstaticité, 56

Imperfections, 429, 452, 466, 524, 574

Incendie, 209

Interaction

– complète, 369

– incomplète, 370

Isolation, 156

– phonique, 28, 152

– thermique, 28, 152

Joints

– de dilatation, 34, 183, 668

– de montage, 667

Largeur

– efficace, 231, 233

– participante, 359

Lé, 154, 155, 160

Liernes, 158, 285

Longueur

– critique, 347, 370

– de déversement, 347, 489

Maçonnerie, 176

Méthode de l'énergie, 626

– de la barre équivalente, 451

– de la connexion partielle, 375

– de la droite de fonctionnement, 341

– des composantes, 593

– des déplacements, 458

– de Wood, 576, 579

– élastique, 439, 450

– par amplification des moments, 469

– plastique, 439, 450

Méthode

– semi-empirique, 316

– de calcul (EER, EE, EP, PP), 346, 382, 440

Mode d'instabilité, 453

Moment résiduel, 242

Montage, 31, 38, 57, 118

Montants, 70, 167, 425

– de cadre, 64, 516

– de façade, 289

Neige, 197

Nœuds, 92, 425

– semi-rigides, 590

Non-linéarités, 432

Noyau, 247, 248

– central, 105, 553

Ouvertures, 127, 352

Panneau, 629

Panneaux sandwichs, 163, 174, 247, 261, 264

Pannes, 70, 157, 277, 642

Pare-vapeur, 152, 156

Peinture, 45

Pieds

– de montant, 58, 425, 487, 543

– de poteau, 143, 579

Plan d'utilisation, 187, 189

Plan de sécurité, 187, 189

Plancher

– métallique, 131

– mince, 132

– mixte, 130

– -dalle, 133

Poinçonnement, 316

Ponts roulants, 202, 661 ss

Poteaux, 103, 134, 141, 573, 580

– baïonnette, 65, 672

– mixtes, 587

Poutre(s), 103, 122

– ajourées, 352

– à treillis, 619

– cantilever, 280

– continue, 280

– de roulement, 662

– maîtresses, 123

– mixtes, 127, 307, 308, 310, 324, 356

– simple, 280

– Vierendeel, 62, 119, 522

Prédimensionnement, 223, 425

Profilage à froid, 158, 227

Profils

– creux, 495, 580, 588

- formés à froid, 158, 282, 285
- tubulaires, 513

Protection

- contre l'incendie, 40
- contre la corrosion, 44
- contre le feu, 155

Raidisseurs, 231, 234, 344

Rail, 666, 677, 681

Redistribution

- des efforts intérieurs, 441
- des moments, 239, 310

Résistance

- à la corrosion, 26
- au feu, 26, 41, 209

Restreinte, 639

Retrait, 371, 391

Rigidité

- au cisaillement, 523
- de la connexion, 369

Rotation

- disponible, 242
- initiale, 429, 574
- requise, 243, 311

Second œuvre, 39

Section

- critique, 320, 370
- efficace, 310, 311, 314

Sécurité

- à la fatigue, 207
- structurale, 188, 191

Séisme, 30, 210

Semi-rigidité, 340

Shed, 52, 80, 166

Situation de risque, 311, 437

Solives, 122, 335, 573

Sommiers, 122, 335, 573

Stabilisation, 37, 66, 74, 84, 108, 113, 642

Stabilité, 74

- de forme, 56

- des cadres, 56, 451
- statique, 56, 66, 70, 71

Stade

- de construction, 359, 384
- définitif, 363, 310, 384

Structure(s)

- à membrane, 97
- à treillis alternés, 118
- plissée, 52, 85, 94, 627
- spatiales, 87
- suspendue, 95, 106
- tendues, 96

Support d'étanchéité, 155

Surface portante, 546

Suspentes, 106, 134, 137, 167, 290, 291

Température, 201

Toitures, 153, 154, 225

- compactes, 161
- inclinées, 162
- plates, 160

Tôle(s)

- de plancher, 310, 311
- de toiture, 310
- profilée, 155, 228, 261, 307-311, 313, 314, 316-322, 324, 379, 627

Tolérances, 31, 180, 668

Traverses, 167, 425, 487

- de façade, 289

Treillis, 425, 494, 521, 619

Vent, 199, 262

Vibrations, 310, 324, 325

- continues, 325, 393
- transitoires, 325

Voie de roulement, 662

Voile, 67, 76

Voilement, 230, 343, 346, 383, 588, 684

Zingage, 45

Notations

Majuscules latines

A, B, C, ...	points particuliers
A	aire
B	rigidité flexionnelle (tôle profilée)
C	coefficient
C	centre de torsion, de cisaillement
D	diamètre; rigidité
E	module d'élasticité
F	force; effort rasant
G	poids propre; module de glissement
G	centre géométrique, centre de gravité
H	force horizontale
I	moment d'inertie
K	rigidité; constante de torsion uniforme; coefficient de déformation
\bar{K}	constante (tôle profilée)
L	pression latérale, portée
M	moment de flexion; résistance à la flexion; masse concentrée
\mathcal{M}	moment de flexion de second ordre
N	effort normal; nombre
P	charge concentrée; force de précontrainte
Q	action (charge concentrée); action variable
R	résistance; résultante; réaction; force de restrainte; coefficient (tôle profilée); rigidité latérale (cadre)
S	sollicitation; moment statique; rigidité flexionnelle (assemblage)
T	moment de torsion; température
V	effort tranchant; résistance au cisaillement
W	module de résistance (élastique)
Z	module plastique
1, 2, 3, ...	points particuliers
1	force unité

Minuscules latines

a, b	dimensions d'un panneau
a	entraxe; écartement; empattement; bras de levier; accélération
b	largeur
c	demi-largeur de l'aile; flexibilité (tôle profilée)
d	hauteur utile, hauteur statique; débord; entraxe (tôle profilée); épaisseur de l'âme
e	distance; excentricité; pince
f	fréquence; résistance du matériau
g	poids propre réparti; espacement de soudage; position du crochet (pont roulant); accélération de la pesanteur
h	hauteur; épaisseur; différence de niveau
i, j, ..., n	nombre
i	rayon de giration
k	coefficient, facteur; coefficient de voilement; rigidité; conductivité thermique

l	portée; longueur
m	masse; nombre; coefficient
\bar{m}	masse linéique
n	coefficient d'équivalence acier-béton; degré d'hyperstaticité; nombre
p	entraxe; longueur (panneau)
q	action (charge répartie); pression dynamique (vent)
r	rayon; distance (boulons); paramètre
s	charge de neige; portée (pont roulant); hauteur (tôle profilée); glissement
t	épaisseur; temps
u, v, w	déplacements dans la direction des axes x, y, z , respectivement
u	périmètre, longueur développée
v	flux de cisaillement, effort rasant linéique; vitesse; flèche horizontale
w	flèche, déplacement
x, y, z	coordonnées dans la direction des axes x, y, z , respectivement
x	hauteur de la zone de béton comprimée (section mixte)
z	bras de levier

Majuscules grecques

Δ	déplacement latéral (cadre)
Φ	coefficient numérique (flambage); coefficient dynamique; capacité de rotation
ψ	rapport des moments d'extrémité (déversement)

Minuscules grecques

α	pente; facteur, coefficient; coefficient de dilatation
β	coefficient; angle d'inclinaison (traverse de cadre)
γ	facteur de charge, facteur de résistance; glissement
δ	rapport; déplacement horizontal; déformée transversale
ε	déformation spécifique
ζ	coefficient de forme de toiture
ϕ	rotation; diamètre (barre)
η	bras de levier; coefficient; facteur
θ	angle
κ	coefficient; coefficient de flambage
λ	élancement; coefficient
$\bar{\lambda}$	coefficient d'élancement
μ	multiplicateur de charges
ν	coefficient de Poisson (contraction latérale)
ξ	coefficient de levage; coefficient (mode de fixation de la tôle profilée)
π	pi (3.1416)
ϑ	courbure
ρ	masse volumique; taux d'armature
σ	contrainte normale
τ	contrainte de cisaillement
φ	coefficient de fluage; angle
ω	coefficient (répartition des moments de flexion)
ψ	facteur de charge (action concomitante)

Indices

B	boulon, tige d'ancrage; voilement
D	goujons, connecteurs; déversement

<i>E</i>	électrode
<i>G</i>	poids propre
<i>K</i>	flambage
<i>L</i>	longitudinal
<i>M</i>	moment de flexion
<i>N</i>	effort normal
<i>Q</i>	action prépondérante
<i>R</i>	résistance ultime
<i>S</i>	sollicitation
<i>T</i>	dilatation thermique, température; transversal
<i>V</i>	effort tranchant, cisaillement
<i>a</i>	acier de construction (laminé à chaud); action concomitante
<i>b</i>	mixte acier-béton; de base
<i>c</i>	béton; combiné; compression
<i>d</i>	valeur de dimensionnement; côté droit
<i>e</i>	écartement; extérieur
<i>f</i>	section fissurée; aile, face, membrure; fondation; feu (incendie); frottement
<i>g</i>	côté gauche
<i>h</i>	section homogène (non fissurée); hauteur; horizontal
<i>i, j, ..., n</i>	valeurs relatives à l'élément <i>i, j, ..., n</i>
<i>i</i>	indépendant; intérieur
<i>j</i>	nœud, nombre de jours
<i>k</i>	valeur caractéristique
<i>l</i>	cisaillement longitudinal; direction parallèle; latéralement; limite
<i>m</i>	montage; montant; valeur moyenne
<i>n</i>	section nette; noyau
<i>o</i>	supérieur (en allemand oben)
<i>p</i>	acier mince (formé à froid); panne; panneau; poinçonnement
<i>q</i>	pression (vent)
<i>r</i>	raidisseur; connecteur; valeur représentative
<i>s</i>	cisaillement; raidisseur (tôle profilée); sandwich; armature; retrait; neige; étage; couture
<i>t</i>	perpendiculaire; traverse; total; temps; tôle
<i>u</i>	ultime
<i>v</i>	vertical; levage; effort tranchant, cisaillement; effet Vierendeel
<i>w</i>	soudure; âme; vent
<i>x, y, z</i>	relatif aux axes <i>x, y, z</i>
<i>acc</i>	action accidentelle
<i>ag</i>	axe de gravité
<i>anc</i>	ancrages
<i>cd</i>	cadre
<i>coff</i>	coffrage
<i>court</i>	de courte durée
<i>cr</i>	critique
<i>cs</i>	retrait du béton
<i>cv</i>	contreventement
<i>dep</i>	dépression
<i>dev</i>	développé
<i>diag</i>	diagonale (treillis)
<i>disp</i>	disponible
<i>dyn</i>	dynamique
<i>ef</i>	participant, efficace

<i>eff</i>	effectif
<i>el</i>	élastique
<i>ent</i>	entreposage
<i>eq</i>	équivalent
<i>ext</i>	extérieur
<i>fat</i>	fatigue
<i>fin</i>	finitions, élément non porteur
<i>fp</i>	faux plafond
<i>inf</i>	inférieur, base
<i>int</i>	intérieur
<i>lat</i>	latéral
<i>lim</i>	valeur limite
<i>long</i>	de longue durée
<i>max</i>	maximal
<i>min</i>	minimal
<i>mont</i>	montant (treillis)
<i>nec</i>	nécessaire
<i>nom</i>	valeur nominale
<i>part</i>	partiel
<i>pl</i>	plastique
<i>pr</i>	pression
<i>red</i>	de réduction, réduit
<i>req</i>	requis
<i>res</i>	résiduel
<i>ser</i>	état de service
<i>sol</i>	solive
<i>som</i>	sommier
<i>sup</i>	supérieur, tête
<i>susp</i>	suspendu
<i>syst</i>	système
<i>test</i>	essai, expérimental
<i>th</i>	thermique
<i>tot</i>	total
<i>trav</i>	traverse
ζ, η	axes de faible et de forte inertie, respectivement
κ	flambage
φ	effets différés (fluage et retrait du béton)
ϕ	rotation
τ	cisaillement
0	valeur de référence, initiale, de base; ouverture (âme de poutre)
1, 2, 3, ...	valeurs particulières
∞	valeur finale

Exposants

\dots^+	positif; surplus
\dots^-	négatif
\dots'	relatif à une section partielle
\dots^*	valeur majorée

Résistance des matériaux

f_c	valeur de calcul de la résistance à la compression du béton
f_t	résistance à la traction
f_u	résistance à la traction de l'acier
f_v	résistance au cisaillement
f_y	limite d'élasticité de l'acier
f_{ya}	limite d'élasticité moyenne de l'acier, après formage à froid (tôle profilée, élément mince)
f_{yb}	limite d'élasticité de base de l'acier, avant formage à froid (tôle profilée, élément mince)
$\sigma_{0.2}$	limite apparente d'élasticité
τ_y	contrainte limite élastique de cisaillement
$\Delta\sigma_C$	résistance à la fatigue à $2 \cdot 10^6$ cycles de contraintes

Fonctions, symboles

" + "	doit être combiné à (Eurocode)
Σ	effet combiné de (Eurocode)
Δ	variation, différence
Σ	somme
d	dérivée
max	valeur maximale
min	valeur minimale
sin	sinus
cos	cosinus
∞	infini
\perp	perpendiculaire
//	parallèle
\Rightarrow	entraîne
\times	fois

Crédit photographique

- Fig. 1.3 : Roger-Viollet, Paris
 Fig. 1.4, 1.5, 1.8a, 1.9: Centre suisse de la construction métallique, Zurich
 Fig. 1.6 : Inventaire général Rhône-Alpes, ADAGP, J. M. Reffle, 1997
 Fig. 1.7 : Archives de la construction moderne, Lausanne
 Fig. 1.8b : Auguste Barras, Bulle
 Fig. 1.10 : Richard Payne, Houston
 Fig. 1.11 : Archipress, Paris
 Fig. 1.12 : Leipziger Messe, Leipzig
 Fig. 2.8 : Denis Sloan, Paris
 Fig. 5.24 : Artemis, London

Crédit illustrations

Certaines illustrations ont été reproduites ou redessinées à partir des ouvrages suivants :

- Structure acier, Bâtiments à étages*, Dominique Vincent [1.6] : fig. 2.4, 2.5(a), 3.15, 4.13 à 4.19, 4.21 à 4.24, 4.27, 4.28, 4.40 à 4.47, 5.17.
Construire en acier, revue du Centre suisse de la construction métallique : fig. 2.3, 2.9, 4.7, 12.6.
Norme SIA 160, Société suisse des ingénieurs et des architectes : fig. 6.6, 6.9 à 6.12, 6.18.
Norme SIA 161, Société suisse des ingénieurs et des architectes : fig. 10.10, tab. 10.37, fig. 11.6, 11.7, 12.25, tab. 15.9, fig. 15.20, 15.22, 15.23, 15.25.
Norme canadienne CAN/CSA - S 16/1, Canadian Standard Association : fig. 10.51.
Eurocode 3 et 4, Comité européen de normalisation : fig. 8.6, 8.10, 9.3, 9.8, 9.9, 10.34, 11.11, 13.3 à 13.5, 13.20.
Diverses recommandations CECM, Commission européenne de la construction métallique : fig. 14.15 à 14.26.
Divers guides de dimensionnement CIDECT, Comité international pour le développement et l'étude de la construction tubulaire : fig. 12.20, 12.21.
Divers documents CRIF, Centre de recherches scientifiques et techniques de l'industrie des fabrications métalliques : fig. 12.13, 12.29, 12.30.



Originaire de Tüscherz-Alfermée (BE), **Manfred Hirt** est né le 13 août 1942. Il obtient son diplôme d'ingénieur civil à l'Ecole polytechnique fédérale de Zurich en 1965 et le titre de docteur en génie civil de l'Université Lehigh de Bethlehem aux Etats-Unis en 1971. Après avoir exercé une activité d'ingénieur à Zurich et à New York, il est nommé professeur titulaire en génie civil de l'EPFL où son enseignement porte sur la construction métallique. Il donne aussi des cours de postformation et des cours de troisième cycle. Depuis 1993, il est directeur de l'ICOM.

En matière de recherche, il étudie le comportement à la fatigue des structures métalliques, la durée de vie résiduelle d'ouvrages d'art, la sécurité et l'aptitude au service des structures porteuses, la définition des charges et actions agissant sur les structures porteuses et les systèmes experts en génie civil.

Membre de plusieurs associations nationales et internationales, il a présidé la commission *Fatigue* de la Convention européenne de la construction métallique et la commission de norme SIA 160 *Actions sur les structures porteuses*. Il fut également membre de la commission de norme SIA 161 *Constructions métalliques*. Il est actuellement président de la commission technique, membre du comité exécutif et du comité d'administration de l'Association internationale des ponts et charpentes ainsi que membre du comité directeur pour les Swisscodes de la SIA.



Originaire de Denezy (VD), **Michel Crisinel** est né le 29 octobre 1945. Il obtient son diplôme d'ingénieur civil à l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne en 1968. Il exerce pendant trois ans une activité d'ingénieur à Neuchâtel avant d'être appelé à seconder le Professeur Badoux, directeur de l'Institut de la construction métallique (ICOM) de l'EPFL. En 1976, il est nommé Chef de section avec la tâche particulière de collaborer, pour l'Institut de statique et structures, à la planification des projets de construction des halles d'essai des structures de génie civil sur le site d'Ecublens. Après avoir donné de nombreux cours dans le cadre de cycles d'études postgrades et de formation continue sur les structures porteuses métalliques et mixtes,

il est actuellement chargé de cours pour la conception des bâtiments et halles.

En matière de recherche, il étudie la construction mixte acier-béton, en particulier les planchers mixtes de bâtiment et les éléments en tôle profilée. Il fut membre de la commission de norme SIA 161 *Constructions métalliques* et est actuellement membre de la commission de norme SIA 163 *Constructions mixtes acier-béton*. Il a présidé un groupe de travail, au sein d'une commission européenne, chargé de rédiger des recommandations dans le domaine des planchers mixtes. Il fut délégué suisse de l'action COST C1 *Assemblages semi-rigides* et est maintenant délégué de la nouvelle action COST C13 *Verre et enveloppes interactives de bâtiment*.

CHARPENTES MÉTALLIQUES

Conception et dimensionnement des halles et bâtiments

Manfred A. Hirt et Michel Crisinel

Dessins de Claudio Leonardi

Cet ouvrage constitue le deuxième volume des trois consacrés au domaine de la construction métallique. Il traite de la conception et du dimensionnement des halles et des bâtiments en charpente métallique, en utilisant les notions de base développées dans le volume 10.

L'ouvrage est divisé en deux parties, l'une relative à la conception des charpentes métalliques, l'autre à leur dimensionnement. La partie CONCEPTION décrit les différents critères de conception, les systèmes porteurs et le cheminement des charges et actions jusqu'aux fondations, sans avoir recours à des calculs. Les aspects du montage, de la sécurité incendie et de la protection contre la corrosion sont également abordés dans cette partie.

La partie DIMENSIONNEMENT traite des éléments de structure, de leurs assemblages et des structures entières. L'importance est donnée au choix des dimensions et à leur vérification par des méthodes de calcul basées sur les principes actuels de sécurité et d'aptitude au service. Chaque chapitre de cette deuxième partie comprend des exemples numériques destinés à illustrer les concepts et méthodes exposés.

Cet ouvrage s'adresse aux étudiants du deuxième cycle universitaire ainsi qu'aux concepteurs, aux architectes et aux ingénieurs de structures.

ISBN 2-88074-359-1



9 782880 743598 >